

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

SAHEL Bouchra

SAADAOUI Nacera

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN HOTEL EN BETON ARME R+6 A
(TIPAZA)**

Soutenu le 19/10/2020 devant le jury composé de :

| | | |
|-------------------|------------------|-----------|
| M ^f | R.BENFERHAT | Président |
| M ^{me} | L.KHAROUBI | Encadreur |
| M ^f | AIT AMAR MEZAINE | Examineur |
| M ^{elle} | S. AIT YAHYA | Examineur |

PROMOTION : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Les remerciements sont l'unique partie de ce document écrit en toute liberté et non soumis à la relecture assidue du jury ou de mes directeurs de mémoire, mais ce n'est pas pour autant la partie la plus facile à écrire. Ne cherchez donc pas d'ordre sous-entendu d'importance dans les remerciements, nous les écris en toute simplicité et surtout en toute sincérité. Nous s'excusons d'ores et déjà pour les personnes que nous allons oublier...

Nous remercierons d'abord le bon DIEU le tout puissant qui nous a guidé et nous a donné la force et la volonte de réaliser cette modeste travail.

Nous voulons remercier notre encadreur M^{me}:Mimouni.L d'avoir accepté d'être l'Encadreur de cette mémoire, et de nous avoir accordé la chance de faire ce travail et pour les remarques et suggestions qui nous permis de l'améliorer. Nous le remercie pour ses conseils, ses recommandation et sa confiance, c'est un grand honneur pour nous.

Nous tenons aussi à remercie le président et les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous 'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent aussi aux enseignants de l'université IBN KHALDOUN.

Enfin, nous tenons à remercier nos familles et nos amis pour leur soutien et leurs encouragements.

œ Dédicaces œ

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labour qu'on Dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence Nous remercions ; en premier

Lieu ; notre DIEU qui a bien voulu nous donner le courage ; la force ; la volonté ; et la patience pour effectuer le Présent travail ;

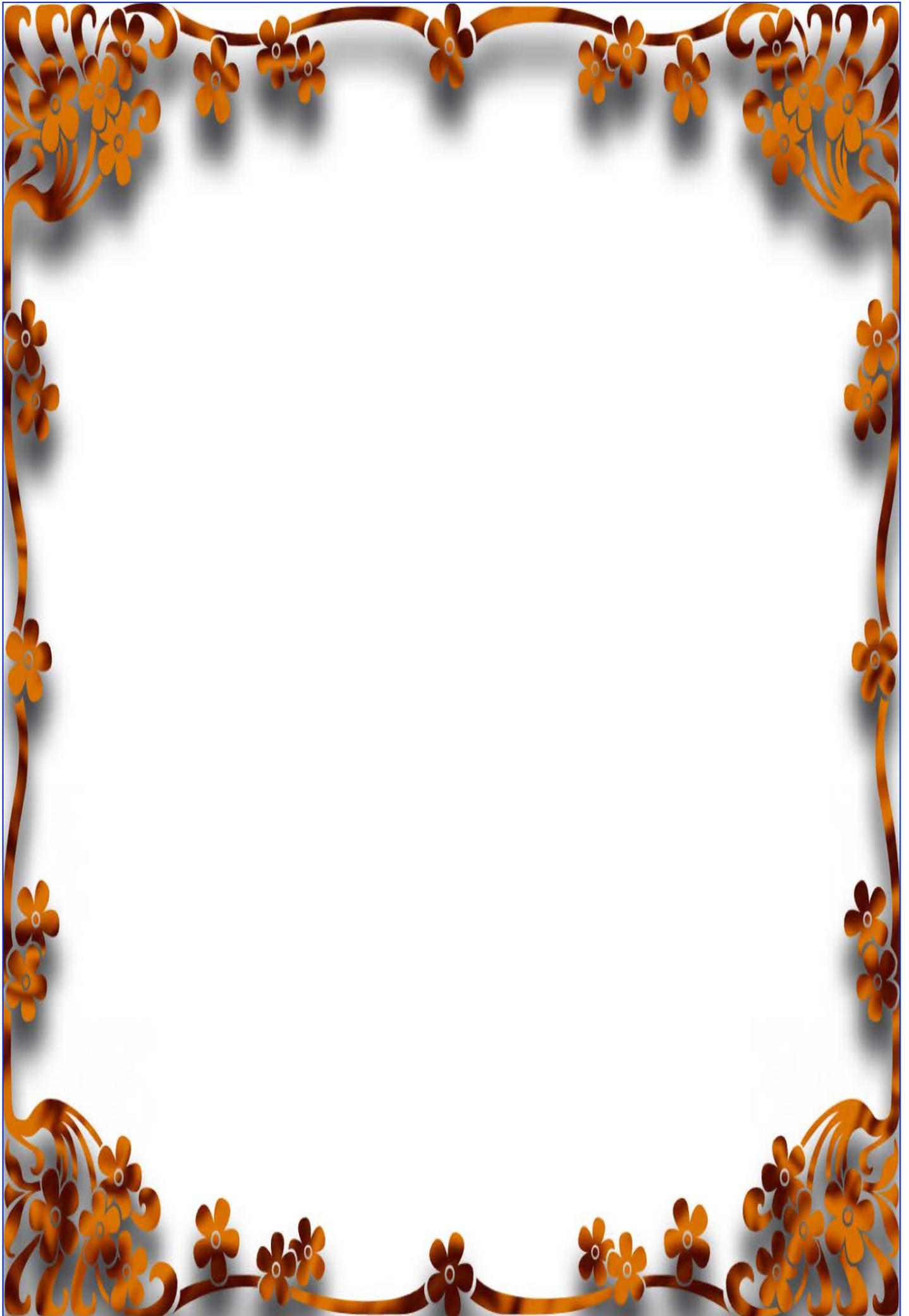
Je Dédé ce modeste travail à :

À mon cherpère, ma chèremère, et mes frères et ma sœur et toute ma famille SAHEL.

À mes amis: T. Fouzia, R. Amina, S. Zahira;

À mon binôme Nacera et toute sa famille.

SAHEL BOUCHRA



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôtel constitué d'un Rez-de-chaussée plus six étages, implanté à Tipaza classée en zone sismique (III). Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 et le DTR des charges et des surcharges.

Notre objectif consiste à atteindre un état de résistance adéquat ; en déterminant les meilleures dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie concerne la description générale du projet avec la présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

Dans la deuxième partie, nous nous intéressons à l'étude des planchers et des éléments secondaires (acrotère, escaliers, dalle d'ascenseur).

Dans la troisième partie, il s'agit de l'étude dynamique du bâtiment. Pour ce faire, le logiciel ETABS a été choisi pour modéliser et analyser ce bâtiment. Les résultats déterminés concernent les informations dynamiques (périodes propres du bâtiment, efforts tranchants à la base, ...) ainsi que les différentes sollicitations dues au chargement appliqué.

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (portiques, voiles, et infrastructure) sous les différentes combinaisons exigées par les codes en vigueur.

Mots clés : Hôtel, Béton armé, ETABS, Règlements (BAEL, RPA), Étude dynamique, Éléments résistants.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة

لفندقين في منطقة تطاير ضيبيا لإضافة الستة طوابق، ويقع في Tipaza ويصنف على أنهم منطقة زلزالية (III).
يتم الحساب باستخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة B.A.E.L 91 المعدلة 99 واللائحة الزلزالية الجزائرية RPA99V
2003 / DTR للأحمال والرسوم بالإضافة.

هدفنا هو تحقيق حالة من المقاومة الكافية؛ من خلال تحديد أفضل الأبعاد (صباخر سائتو التعزيز)
لعناصر مختلفة من الهيكل مع مراعاة الجانب الاقتصادي.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء: يتعلق الجزء الأول بالتوصيف العام للمشروع معرض
خصائص المواد، ثم تحديد البعد المسبق لهيكله وأخيرًا اتناقصال الأحمال.

في الجزء الثاني، نحن مهتمون بدراسة الأرضيات والعناصر الثانوية (حافة السطح، الدرج، لوح المصعد).

في الجزء الثالث، إنها الدراسة الديناميكية للمبنى. للقيام بذلك، تم اختيار البرنامج ETABS لنمذجة وتحليل هذا المبنى.
تتعلق النتائج المحددة بالمعلومات الديناميكية (فترة المبنى الخاصة، قوالب القواعد، وما إلى ذلك...)
بالإضافة إلى الضغوطات المختلفة بسبب التحميل المطبق.

أخيرا دراسة العناصر المقاومة للهيكلي ((الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والبنية التحتية) تحت المجموعات
المختلفة التي تتطلبها القوانين السارية.

الكلمات المفتاحية: الفندق، الخرسانة المسلحة، ETABS، القواعد (RPA، BAEL)، دراسة ديناميكية، عناصر مقاومة.

Abstract

This project presents a detailed study of a hotel consisting of a ground floor plus six floors, located in Tipaza classified as seismic zone (III). The calculation is carried out using the calculation and verification rules of reinforced concrete B.A.E.L 91 modified 99, the Algerian seismic regulation RPA99V / 2003 and the DTR of the loads and surcharges.

Our goal is to achieve a state of adequate resistance; by determining the best dimensions (formwork and reinforcement) sufficient for the different elements of the structure taking into account the economic side.

This study consists of four parts:

The first part concerns the general description of the project with the presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of loads.

In the second part, we are interested in the study of floors and secondary elements (acroterion, stairs, elevator slab)

In the third part, it is the dynamic study of the building. To do this, the software ETABS was chosen to model and analyze this building. The determined results concern the dynamic information (the building's own periods, shearing forces at the base, etc.) as well as the various demands due to the loading applied.

Finally, the study of the resistant elements of the structure (gantry, reinforced concrete wall, and infrastructure) under the different combinations required by the codes in force.

Keywords: Hotel, Reinforced concrete, ETABS, Regulations (BAEL, RPA), Dynamic study, Resistant elements.

Sommaire

Chapitre I: Introduction

| | |
|---|----|
| I.1- Introduction | 1 |
| I.2- Présentation de l'ouvrage | 1 |
| I.3- Caractéristique des matériaux | 3 |
| I.4- hypothèse de calcul | 9 |
| I.4.2.2- Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites..... | 11 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|---|----|
| II.1- Pré dimensionnement du plancher | 12 |
| II.1.2- Descente de charges | 12 |
| II.2- Pré dimensionnement des poutres | 13 |
| II.3- Pré dimensionnement des poteaux..... | 15 |

Chapitre III :Calcul des planches

| | |
|--|----|
| III.1- Introduction | 22 |
| III.2.1- Pré dimensionnement des poutrelles..... | 22 |
| III.2.2- Méthode de calcul des poutrelles..... | 24 |
| III.2.3- Calcul des poutrelles..... | 28 |
| III.2.3.4- Calcul du ferrailage | 36 |

Chapitre IV :Calcul des éléments non structuraux

| | |
|----------------------------------|----|
| IV.1- Etude de l'acrotère | 52 |
| IV.2- Etude de l'ascenseur | 62 |
| IV.3- Etude des Escaliers..... | 75 |

Chapitre V : Etude sismique

| | |
|---|----|
| V.1- Introduction..... | 93 |
| V.2- Présentation du logiciel ETABS | 93 |
| V.3- Méthode de calcul..... | 93 |
| V.5- Calcul sismique..... | 95 |

Chapitre VI : Etude des portiques

| | |
|--|-----|
| VI.1- Introduction | 102 |
| VI.2.3.1-Ferraillage des poutres | 103 |
| VI.3-Ferraillage des poteaux | 109 |

Chapitre VII : Etude des voiles

| | |
|---|-----|
| VII.1- Introduction..... | 114 |
| VII.2-Le système de contreventement | 114 |
| VII.3-Le principe de calcul | 115 |
| VII.4- Ferraillage des voiles..... | 117 |

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

| | |
|---|-----|
| VIII.1-Introduction | 120 |
| VIII.2- voiles périphériques..... | 120 |
| VIII.2.4 Calcul du ferraillage..... | 121 |
| VIII.3- Etude des fondations..... | 124 |
| VIII.3.4- Ferraillage du radier | 128 |
| VIII.3.4.4- Ferraillage des poutres de libage | 130 |

Conclusion

Références et Bibliographie

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Fig. I. 1 : Vue en plan de la structure..... | 1 |
| Fig. I. 2 : Diagramme parabole – rectangle | 5 |
| Fig. I.3 : Diagramme rectangulaire..... | 5 |
| Fig. I.4 : Diagramme de déformation – contraintes..... | 7 |
| Fig. I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section..... | 9 |
| Fig. II.1 : Plancher à corps creux | 13 |
| Fig. II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux | 13 |
| Fig. II.3 : plancher terrasse inaccessible | 14 |
| Fig. II.4 : plancher étage courante | 15 |
| Fig. II.5 : La section la plus sollicitée du poteau circulaire | 17 |
| Fig. II.6 : Coupe de voile en élévation | 22 |
| Fig. III.1 : Le plancher à corps creux | 24 |
| Fig. III.2 : Coupe sur le plancher | 24 |
| Fig. III.3 : Plancher à corps creux | 25 |
| Fig. III.4 : Valeur admissible (travée intermédiaire)..... | 26 |
| Fig. III.5 : Valeur admissible (travée de rive)..... | 26 |
| Fig. III. 6 : Diagrammes des M et T. | 30 |
| Fig. III.7 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1)..... | 30 |
| Fig. III.8 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2)..... | 31 |
| Fig. III.9 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3)..... | 31 |
| Fig. III.10 : Schéma statique des poutrelle | 33 |
| Fig. III.11 D.c .a. poutrelles de Mezzanine | 46 |
| Fig. III.12 : D.c .ades poutrelle d'étage courant..... | 47 |
| Fig. III.13 : Ferrailage de la dalle de compression | 48 |
| Fig. III.14 :D.c .a des poutrelle de terrasse | 54 |
| Fig. III.15 : Vu en plan de la dalle plane | 54 |
| Fig. III.16 : Armature supérieur | 61 |
| Fig. III.15 :Armature inferieur | 61 |
| Fig.IV.1 : Acrotère en béton armé..... | 62 |
| Fig.IV.2 : Ferrailage de l'acrotère | 67 |
| Fig. IV.3 : Schéma d'un ascenseur: | 68 |
| Fig. IV.4 : Schéma d'un ascenseur: | 69 |
| Fig.IV.5 : Répartition des charges | 72 |

| | |
|--|-----|
| Fig. IV.6 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle | 73 |
| Fig.IV.7 : Dessin montrant la concentration des charges | 73 |
| Fig.IV.8 : : Moments de la dalle | 74 |
| Fig. IV.9 :Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur | 82 |
| Fig. IV.10 :Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur..... | 82 |
| Fig.IV.11 :Volée d'escalier | 83 |
| Fig. IV.12 :Vue de dessus de trois volées d'escalier | 84 |
| Fig. IV.13 :Coupe de l'escalier console | 85 |
| Fig. IV.14 :Escalier console | 86 |
| Fig. IV.15 :Schéma statique d'une marche console..... | 87 |
| Fig. IV.16 :Diagramme de l'effort tranchant | 87 |
| Fig. IV.17 :Schéma statique d'un palier console | 89 |
| Fig. IV.18 : Ferrailage d'une marche console | 92 |
| Fig. IV.19 : Ferrailage palier | 92 |
| Fig. IV.20 : Schéma statique des charges et surcharges | 94 |
| Fig. IV.17 :Schéma de ferrailage d'escalier d'un seule volée | 96 |
| Fig V.1 : Spectre de réponse | 101 |
| Fig. V.2 : présentation en brochette de la structure | 106 |
| Fig. V.1 : Modélisation de structure avec ETABS | 105 |
| Fig. VI.1 :Ferrailage de poutre principale..... | 119 |
| Fig. VI.2 :Ferrailage de poutre secondaire | 119 |
| Fig. VI.3 :Zone nodale | 126 |
| Fig. VI.4 :Dessinde ferrailage des poteaux | 128 |
| Fig. VI.5 : Dessin de ferrailage des poteaux..... | 128 |
| Fig. VII.1 :La disposition du voile | 130 |
| Fig. VII.2 : Schéma du voile + poteaux | 132 |
| Fig. VII.3 : La disposition des armatures verticales dans les voiles..... | 134 |
| Fig. VII.4 :La disposition du ferrailage du voile | 135 |
| Fig. VIII.1 :Schéma explicatif du radier..... | 137 |
| Fig. VIII.2 ::Armatures supérieur de la radier | 142 |
| Fig. VIII.3 :Armatures inférieur de la radier | 143 |
| Fig. VIII.4 :Schéma ferrailage du poutre de libage..... | 146 |

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau I.1 : Caractéristique géométrique | 2 |
| Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot..... | 9 |
| Tableau II.1 : Charge permanentes du plancher terrasse | 15 |
| Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher RDC+étage courant..... | 15 |
| Tableau II.3 : Charge permanentes du plancher dalle plein | 15 |
| Tableau II.4 : Les Charge permanentes du mur de façade | 16 |
| Tableau II.5 : Les Charge permanentes du mur intérieur | 16 |
| Tableau II.6 :dégression des charge..... | 19 |
| Tableau II.7 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles..... | 24 |
| Tableau III.1 : Les résultats du calcul des poutrelles | 36 |
| Tableau III.2 : Résultats des poutrelles d'étage courant..... | 47 |
| Tableau IV.1 : Poids des mort de l'ascenseur..... | 70 |
| TableauIV.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)..... | 74 |
| TableauIV.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S) | 78 |
| TableauIV.4 : descente de charges du marche | 86 |
| TableauIV.5 : descente de charges palier..... | 88 |
| TableauIV.6 : descente de charges dumarche..... | 94 |
| Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone..... | 102 |
| Tableau V.2 : Pourcentage d'amortissement critique..... | 102 |
| Tableau V.3 : Valeurs de T1 et T2..... | 103 |
| Tableau V.4 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité..... | 105 |
| Tableau V.5 : Coefficient de pondération..... | 104 |
| Tableau V.6 : Valeurs de la force sismique | 107 |
| Tableau V.7 :les valeurs de la période pour chaque mode (Tiré du l'ETABS)..... | 107 |
| Tableau V.8 : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinalet transversal..... | 109 |
| Tableau V.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P | 110 |
| Tableau V.10 :Justificationvis-à-vis de l'effet P | 111 |
| Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutre | 117 |
| Tableau VI.2 : Armatures minimales pour les poteaux | 121 |
| Tableau VI.3 : Sollicitations du premier genre (E.L.U.R) et(Accidentelle)..... | 121 |
| Tableau VI.4 :: Ferrailage des poteaux | 127 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux circulaire..... | 127 |
| Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens | 140 |
| Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale | 144 |
| Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale | 145 |

Notation Principale

| | |
|-----------------------|--|
| <i>G</i> | Charge permanente, |
| <i>Q</i> | Charge d'exploitation. |
| <i>Q0</i> | Charge d'exploitation au niveau de terrasse. |
| <i>Qu</i> | Charge uniformément répartie à L.E.L.U.R |
| <i>Qs</i> | Charge uniformément répartie à .L.E.L.S. |
| <i>R</i> | Réaction au niveau d'appuis. |
| <i>T</i> | Effort tranchant. |
| <i>Te</i> | Effort tranchant droit. |
| <i>Tw</i> | Effort tranchant gauche. |
| <i>Mo</i> | Moment isostatique. |
| <i>Mt</i> | Moment en travée. |
| <i>Ma</i> | Moment sur appuis |
| <i>Nu</i> | Effort normal sollicitant les poteaux E.L.U |
| <i>NG</i> | Effort normal correspondant à la charge permanente |
| <i>Nq</i> | Effort normal correspondront à la charge d'exploitation. |
| <i>ht</i> | Hauteur total. |
| <i>a</i> | Une dimension en général longitudinal. |
| <i>he</i> | Hauteur d'étage. |
| <i>lf</i> | Longueur de flambement. |
| <i>h0</i> | l'épaisseur de la nervure. |
| <i>b0</i> | Largueur de la nervure. |
| <i>Li;Li+1</i> | la distance entre les appuis "la portée entre nus" |
| <i>Lx</i> | Espacement entre les poutres secondaire "poutrelle" « petit porté» |
| <i>Ly</i> | Espacement entre les poutres principales "grand portée» |
| <i>Ls</i> | Longueur de scellement |
| <i>e</i> | Centre de pression "excentricité " |
| <i>g</i> | largueur de marche |
| <i>H</i> | Hauteur de marche |
| <i>ep</i> | l'épaisseur de paillasse |
| <i>ev</i> | l'épaisseur de palier |
| <i>heq</i> | Hauteur équivalent |
| <i>i</i> | Rayon de giration |
| <i>I</i> | Moment d'inertie ou "quadratique" |
| <i>I0</i> | Moment d'inertie de la section homogène |
| <i>V</i> | Distance entre l'axe neutre et fibre plus tendus |
| <i>V'</i> | Distance entre l'axe neutre et fibre plus comprimée |
| <i>fe</i> | Contrainte des aciers utilisée "limite d'élasticité» |
| <i>fcj</i> | Resistance caractéristique a la compression |

| | |
|------------------------|--|
| f_{c28} | Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours |
| f_{t28} | Resistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours |
| μ | Moment réduit |
| λ | élancement |
| η | Coefficient de fissuration |
| n | Coefficient d'équivalence "acier-béton" $n = 15$ |
| μl | Moment réduit limite |
| ν | Coefficient de poisson. |
| Br | Section réduit. |
| As | Section d'acier. |
| E | Module d'élasticité longitudinale. |
| E_b | Module de déformation longitudinale du béton. |
| μ_x | Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Lx. |
| μ_y | Coefficient correspondant à E.L.U ou E.L.S sens Ly. |
| σ_s | Contrainte de traction de l'acier. |
| σ_s | Contrainte limite des aciers tendus à L'E.U.S. |
| τ_{su} | Contrainte d'adhérence limite. |
| σ_{bc} | Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S. |
| ϵ_{bc} | Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé. |
| ϵ_s | Allongement relatif des aciers tendus. |
| ϵ_{sc} | Raccourcissement relatif des aciers comprimé. |
| ϵ_{sl} | Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul f_s/γ_s |
| E_i | Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours). |
| E_v | Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours). |
| $A.N$ | Axe neutre. |
| A_s | Armatures supérieures. |
| A_t | Section d'un cours d'armatures transversales. |
| E.L.S | Etat Limite de service. |
| E.L.U | Etat Limite ultime. |
| A prin | Armature principal. |
| A rep | Armature de répartition. |
| A_{max}, A_{min} | Section d'acier maximale Et minimale. |
| ϕ_l | Diamètre d'une barre longitudinale. |
| ϕ_t | Diamètre d'une barre transversale. |
| γ_s, γ_b | Coefficient de sécurité. |
| $\frac{\sqrt{2}}{2} a$ | Largeur utile de la bielle. |
| Afs | Section d'armature en flexion simple |
| Afc | Section d'armature en flexion composée |

| | |
|---|--|
| <i>IM</i> | Inertie massique. |
| <i>I_{xg}</i> | Inertie du plancher suivant l'axe x |
| <i>I_{yg}</i> | Inertie du plancher suivant l'axe y |
| <i>X_g , X_y</i> | Coordonnées du centre de gravité. |
| <i>W_i</i> | Poids de chaque niveau. |
| <i>M</i> | Masse sismique qui égal au rapport w/g |
| <i>g</i> | Accélération de pesanteur. |
| <i>α</i> | Coefficient de participation modale. |
| <i>V</i> | Force sismique total appliqué dans le deux direction a la base. |
| <i>D</i> | Facteur d'amplification moyen de sol. |
| <i>Q</i> | Facteur de qualité. |
| <i>W</i> | Poids de la structure. |
| <i>R</i> | Coefficient de comportement global. |
| <i>T₁, T₂</i> | Période caractéristique associées à la catégorie du site |
| <i>η</i> | Facteur de correction d'amortissement. |
| <i>ζ</i> | Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau. |
| <i>h_N</i> | Hauteur total du bâtiment. |
| <i>C_T</i> | Coefficient en fonction du système ce contreventement et du type de remplissage. |

Introduction générale

Introduction générale :

La classification des pays en termes de développement économique dépend des caractéristiques et des critères, L'un des standards critères est le tourisme, et l'Algérie a des zones touristique spectaculaires, (comme le désert ;la côte méditerranéenne),et le premier facteur pour attirer les touristes est de fournir des installations touristiques (comme les hôtels les restants...etc.).

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un Hôtel en béton armé(R+6) », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme master en génie civil.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismique, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé, implantée à « TIPAZA » dans une zone de fort sismicité, comportant, un RDC et 6 étages.

Chaque étude ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

-La sécurité(le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.

-L'aspect économique : sert à diminuer les couts du projet(les dépenses).

-Confort de l'utilisateur.

-Esthétique.

Notre travail est constitué de huit chapitres :

- ▶ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- ▶ Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que le plancher les poutres les poteaux, et les voiles...etc.).
- ▶ Le troisième chapitre présente le calcul des éléments de plancher.

- ▶ *Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.*
- ▶ *Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETBS 9.6***
- ▶ *Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des voiles.*
- ▶ *Le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations du bâtiment.*

On termine notre travail par une conclusion générale.

*Présentation de
l'ouvrage et
hypothèses de calcul*

I- Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous traitons concerne l'étude technique d'un Hôtel composé d'un rez-de-chaussée et 6 étages (R+6), cet ouvrage sera implanté à la wilaya de TIPAZA, la wilaya est considéré comme un lieu à fort action sismicité « III » et groupe d'usage « 1B » selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

Notre structure comporte :

- Un Rez-de-chaussée : la Réception et des bureaux.
- 2^{eme} et 5^{eme} étages : des chambres et Jacuzzi.
- 3^{eme} étage : des chambres et suite.
- 4^{eme} et 6^{eme} étages : des chambres.

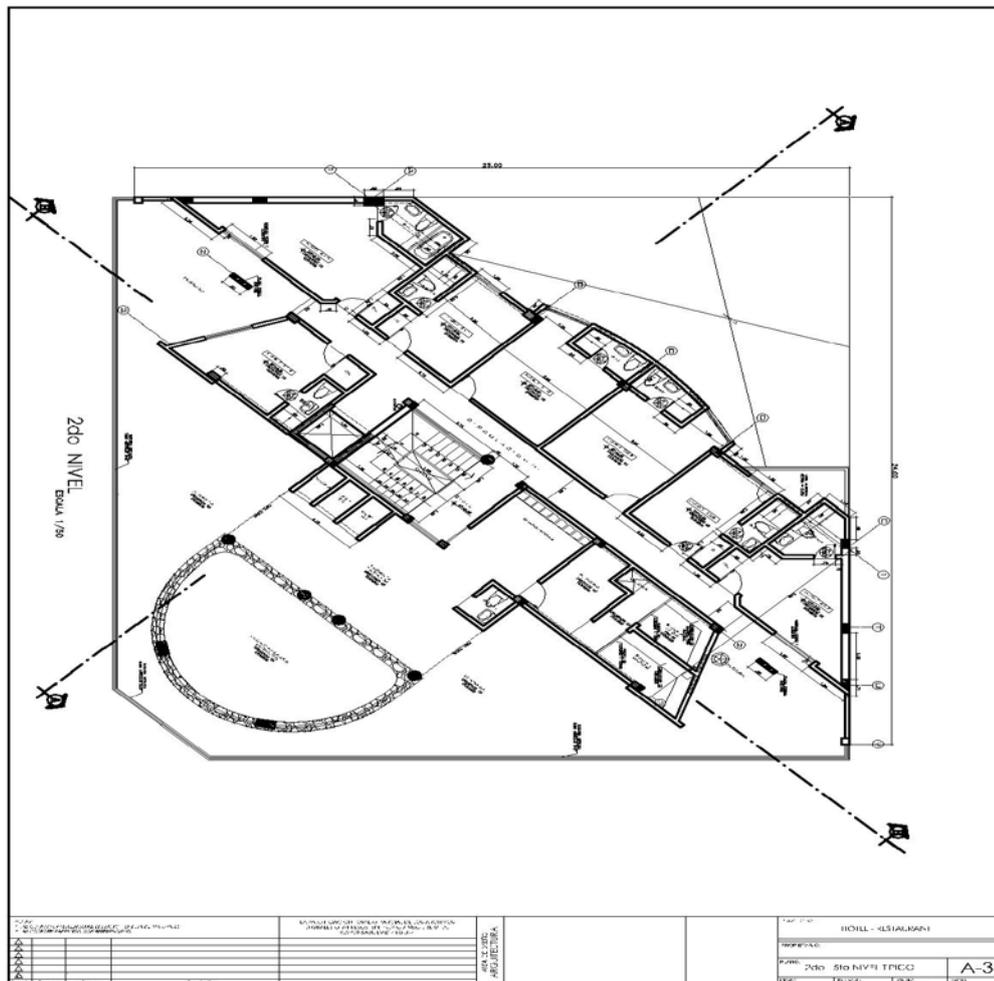


Figure I.1 : Vue en plan de la Structure (Etage courant)

I.1- Caractéristique géométrique :

| | |
|-----------------------------|--------|
| Longueur totale du bâtiment | 24.00m |
| Largeur total du bâtiment | 23.00m |
| Hauteur total du bâtiment | 23.35m |
| Hauteur des étages | 03.00m |
| Hauteur de l'acrotère | 0.60m |

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique***I.2- Conception de l'ouvrage :******2.1- Les contreventements :***

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA99/V2003. et puisqu'il ne répond pas à la condition de l'article 1-b du RPA/V2003, on opte pour un contreventement mixte avec justification d'interaction (portique-voile). Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

2.2- Les Plancher :

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement de bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

- ✓ En ce qui concerne les types de planchers employés dans notre structure, nous allons opter plancher à corps creux et plancher dalle pleine au niveau de la partie Jacuzzi (utiliser pour tous les étages).

2.3- Les escaliers :

Ce sont des éléments constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) qui permettent l'accès entre les étages, ils sont constitués en béton armé et en mortier.

- ✓ Dans notre cas on a plusieurs types d'escaliers.

2.4- Le revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.

- Revêtement en carrelages pour les planchers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les plancher terrasse.

2.5-La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5cm.

- Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10cm d'épaisseurs.

2.6-Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieur.
- L'isolation acoustique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieur.

2.7-Les fondations :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre les charges et surcharges d'une structure vers le sol, on prend un taux de travail de sol égal à 1.5 bars d'après les résultats donnés par le laboratoire spécialisé dans la géotechnique.

2.8-Gaine d'ascenseurs :

Vu l'utilisation du bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Dans l'ouvrage en question nous allons installer un ascenseur pour éviter l'encombrement.

2.9-Caractéristique géotechnique :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.T.P.O) Le sol d'assise présente :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars pour un ancrage } h = 4m$
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 17kN/m^3$
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C=0$ (sol pulvérulent).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3- Caractéristique des matériaux :

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, air, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports définis

Ces matériaux résistent bien à la compression mais n'assurent pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

-La compression d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350kg de ciment (CPA325).
- 400kg de sable ($d_g < 5\text{mm}$).
- 800kg de gravillons (3/8 et 15/25).
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 25kN/m^3 .

La masse volumique de béton non armé est de 22kN/m^3 .

3.1.1- Résistances mécaniques du béton :**1. a- Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur, (pour notre étude, on prend $f_{c28} = 25\text{kN/m}^3$)

1. Pour de la résistance $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

2. Pour de la résistance $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

1. b-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

3.1.2-Résistance Limite :

2. a-Etat limite ultime :

Diagramme qui peut être ultime dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $-\xi_{bc1} = 2\text{‰}$
- $-\xi_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases}$

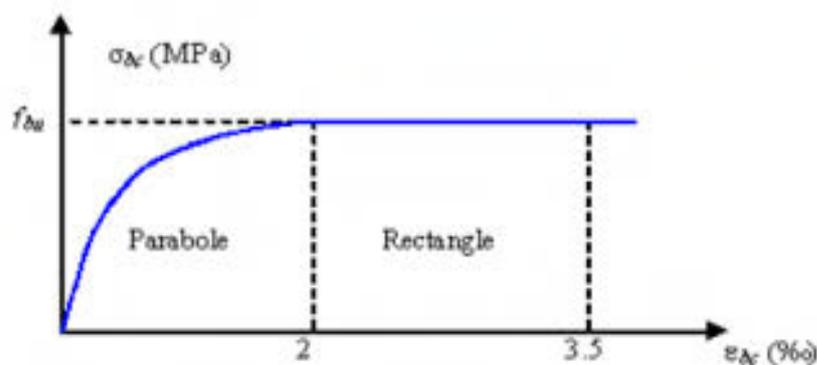


Figure I.2 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

$$f_{bu}: \text{Contrainte ultime du béton en compression: } f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta y_b}$$

y_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ = Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieur à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

2. b-Etat limite de service(ELS) :

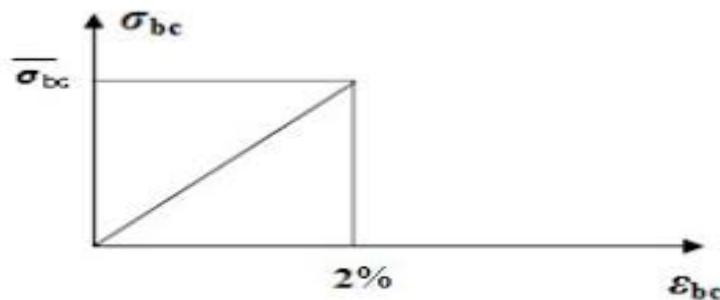


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

3.1.3-Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(\sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ E_{vj} = 4400 \left(\sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 \left(\sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa avec fumée de silice} \end{cases}$$

3.1.4-Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson ou bien la module de déformation transversale sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'ELU.

- $\gamma=0.2$ pour un calcul des sollicitations à l'ELS.

3.2-Acier :

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

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à béton adhérence) et sont classés de la façon suivant :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage.
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou limage à froid.
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisse ou à haute adhérence.
- Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12m. (longueur commerciale courante).

3.3- Diagramme déformation-contrainte :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Cas général. On a } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Ca des combinaisons accidentelles. On a } \sigma_s = 400\text{MPa}. \end{array} \right.$$

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

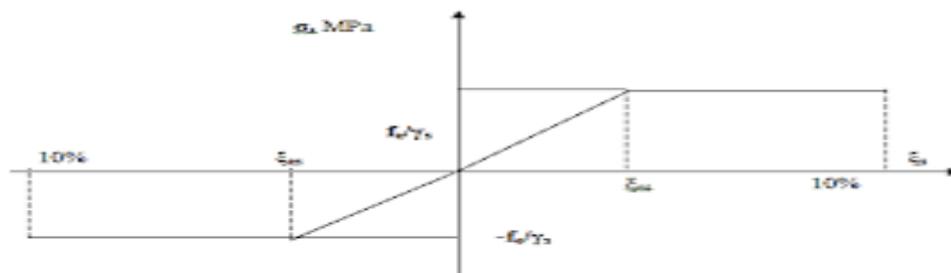


Figure I.4: Diagramme déformation-contrainte

1.-Etat limite de service :

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

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \sigma_s \quad \text{avec } \sigma_s = \overline{\min}(f_e \times \frac{2}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \sigma_{bc} \quad \text{avec } \sigma_{bc} = \overline{\min}(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence(HA) avec $\emptyset \geq 6mm$.

$\eta = 1.3$ Pour les armatures à haute adhérence(HA) avec $\emptyset \leq 6mm$.

1.4-Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est : $f_{c28} = 25MPa$.
- La résistance à la traction du béton: $f_{c28} = 2.1MPa$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865MPa$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.194MPa$.

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : « feE400 » H.A $f_e = 400MPa$
- Transversales: on a choisi le : « feE235 » R.L

1.4.1-E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée. Ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens RPA99/V2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'ELUR n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité.

$$\begin{cases} \xi_{bc} = 3.5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \xi_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Composée simple.} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\xi_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

4.1.2-Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

| Pivot | Domaine | Déformation limites du pivot considéré |
|-------|---------|--|
| A | 1 | Allongement unitaire de l'acier 10‰ |
| B | 2 | Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰ |
| C | 3 | Raccourcissement unitaire du béton 2‰ |

TableauI.2 : Les déformations limitent du pivot.

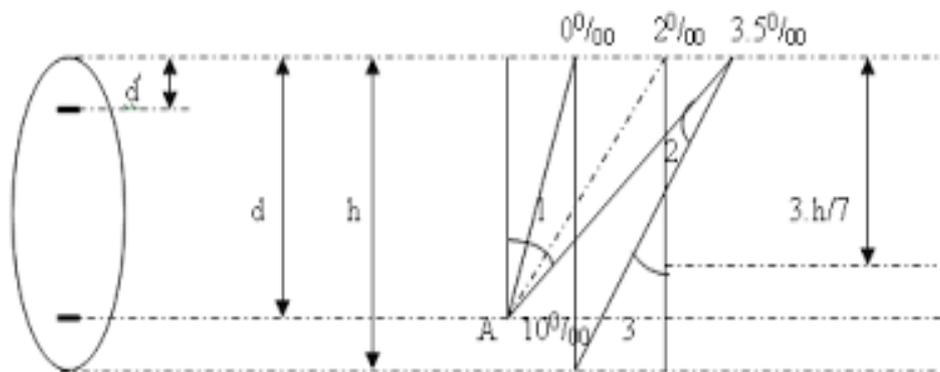


Figure I.5 : Diagramme déformation limitée de la section-Règles des trois pivots.

I.4.2-ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.4.2.1-Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \xi_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \xi_s \\ \xi = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.4.3-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

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

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

- **Etat limite service :**

Combinaison d'action (G+Q) :

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

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

Avec: $\begin{cases} G: \text{Charge permanent.} \\ Q: \text{Charge d'exploitation.} \\ E: \text{Charge du séisme.} \end{cases}$

1.5- Conclusion :

1. Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.

2. Toutes ces données et résultats sont nécessaires pour fonctionner le reste des chapitres

Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction :

Pour assurer la bonne tenue de la stabilité de l'ouvrage il faut que tous les éléments de la structure (Plancher, Poutre, Poteaux, Voile) soient prédéfinis pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Sollicitation horizontales concernant le cas de séisme ou des vents. Le Pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature et conforme aux règles (CBA93, BAEL91, RPA99/V2003).

II.2 Pré-dimensionnement des Poutres :

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ Avec: } \left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{ largeur de la poutre} \\ L: \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d: \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Et selon le RPA99/V2003 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.2.1 Poutre Principal :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 738\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{array} \right. \begin{array}{l} (49.2\text{cm} \leq h_t \leq 73.8) \\ \Rightarrow h_t = 60\text{cm} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 16.2\text{cm} \leq b \leq 21.6\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l'**RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 35 \geq 20 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 60\text{cm} \rightarrow h = 60 \geq 30 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.71 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(35X60)cm²** comme section des poutres principales.

II.2.2 Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 520\text{cm} \\ d = 0.9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 34.67\text{cm} \leq h_t \leq 52 \\ h_t = 45\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 60\text{cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30X45)cm²** comme section des poutres secondaires.

II.3 Pré-dimensionnements des Planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers « Plancher à corps creux et Plancher à dalle pleine » représentés dans la **figure 2.1** ci-dessous.

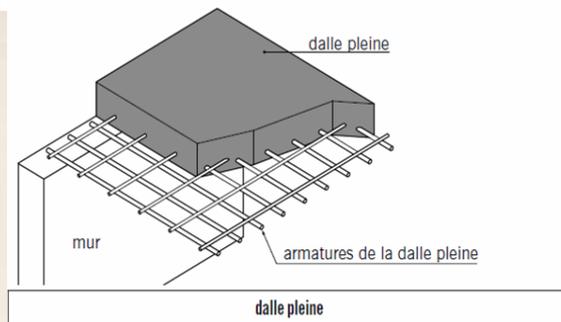
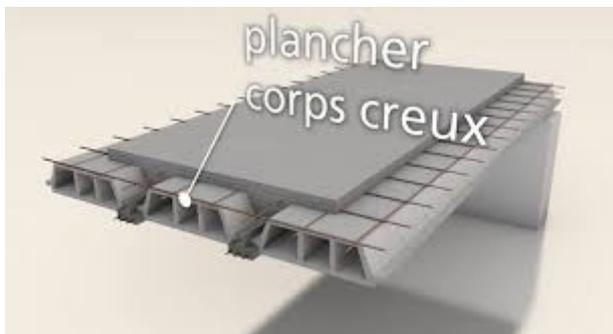


Figure 2.1 : Plancher corps creux

Figure 2.2 : Plancher à dalle pleine

II.3.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t , on utilise la condition de flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \text{ (CBA93)}$$

Avec : L = la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas on a : $L_{\max} = 520\text{cm}$

$$d'où \frac{h_t}{L} \geq \frac{485}{22.5} = 21.56\text{cm}$$

- On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t=24\text{cm}$

Soit : (20+4) cm avec:

- 20 cm pour le corps creux.
- 4 cm pour la dalle de compression.

Pour un dalle continue (avec $L_x=340\text{cm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} e > \frac{L_x}{40} \\ e > \frac{340}{40} \\ e > 8.5\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend : $e=12\text{cm}$.

II.4 Descente de charge :

Les charges réglementaires sont en général de types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque planche.

G : Charges permanents.

Q : Charges d'exploitation.

II.4.1- Les planchers :

II.4.1.1-Plancher terrasse inaccessible.

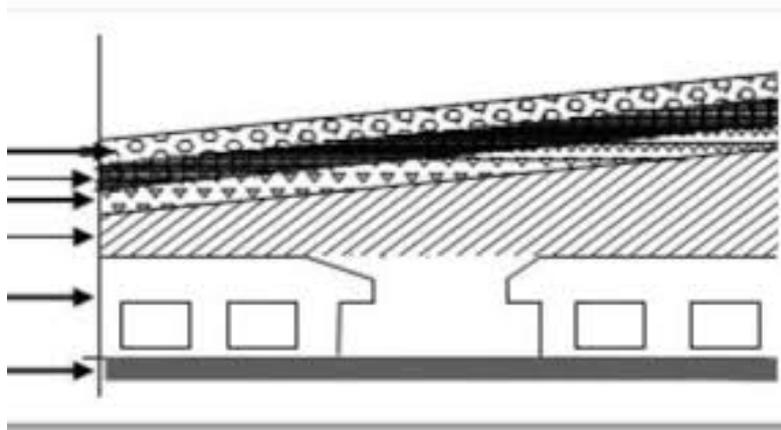


Figure II.3 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse

| Elément | Masse Volumique(kN/m ³) | Charges permanents(kN/m ²) |
|-------------------------------------|-------------------------------------|--|
| Protection on gravillon roulé (4cm) | 0.2 | 0.8 |
| Etanchéité multicouche (2cm) | / | 0.12 |
| Chappe flottante asphalte (2.5cm) | 0.2 | 0.5 |
| Isolation thermique (4cm) | 0.4 | 0.16 |
| Béton de ponté (5cm) | 0.22 | 1.1 |
| Plancher (dalle corps creux) | / | 3.3 |
| Enduit en plâtre (2cm) | 0.1 | 0.2 |
| Total | G=6.18 kN/m² | |
| | Q=1 kN/m² | |

II.3.1.2-Plancher RDC et étages courante :

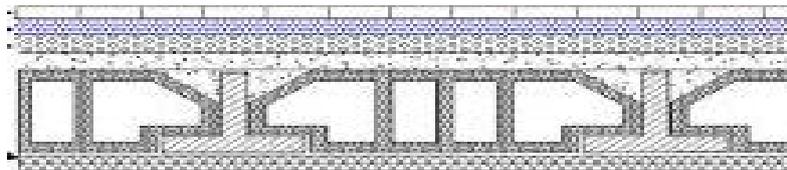


Figure II.4 : Plancher étage courante

| Elément | Masse Volumique (kN/m ³) | Charges permanents (kN/m ²) |
|------------------------------------|--|---|
| Revêtement de carrelage (2cm) | 0.2 | 0.4 |
| Mortier de pose (2cm) | 0.2 | 0.4 |
| Sable fin pour mortier (2cm) | 0.17 | 0.34 |
| Plancher (corps creux) | / | 3.3 |
| Enduit de plâtre (2cm) | 0.1 | 0.2 |
| Cloisons (on brique creuse) (10cm) | 99 | 0.9 |
| Total | G=5.54kN/m² | |
| | Q_{étages}=1.5kN/m² | |
| | Q_{Mezanine}=2.5kN/m^{2m} | |

Tableau II.2 : Les charges permanent du plancher RDC et étage courant.

II.4.1.3-Plancher a dalle Pleine pour (jacuzzi) :

| <i>Elément</i> | Masse Volumique (kN/m³) | Charges permanents (kN/m²) |
|------------------------------------|---|--|
| Revêtement de carrelage (2cm) | 0.2 | 0.4 |
| Mortier de pose (2cm) | 0.2 | 0.4 |
| Sable fin pour mortier (2cm) | 0.17 | 0.34 |
| Plancher dalle plein (12cm) | / | 3 |
| Enduit de plâtre (2cm) | 0.1 | 0.2 |
| Cloisons (on brique creuse) (10cm) | 9 | 0.9 |
| Total | G=5.24kN/m² | |
| | Q=5kN/m² | |

Tableau II.3 : La charge permanente du plancher dalle plein (jacuzzi).**II.4.2-Les murs :****II.4.2.1-Murs de façade (extérieur) :**

| <i>Elément</i> | <i>Masse Volumique (kN/m³)</i> | <i>Charges permanents (kN/m²)</i> |
|------------------------------------|---|--|
| Enduit en ciment extérieur (2cm) | 18 | 0.36 |
| Brique creuse (15cm) | 9 | 1.35 |
| Brique creuse (10cm) | 9 | 0.9 |
| Enduit en ciment intérieur (1.5cm) | 18 | 0.27 |
| Total | G=2.88kN/m² | |

Tableau II.4 : Les charges permanent du mur de façade

II.4.2.2-Murs intérieur :

| <i>Elément</i> | <i>Masse Volumique (kN/m³)</i> | <i>Charges permanents (kN/m²)</i> |
|------------------------------------|---|--|
| Enduit en ciment extérieur (1.5cm) | 18 | 0.27 |
| Brique creuse (10cm) | 9 | 0.9 |
| Enduit en ciment intérieur (1.5cm) | 18 | 0.27 |
| Total | $G=1.44kN/m^2$ | |

Tableau II.5 : Les charges permanent du mur intérieur**Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures.

- Mur avec portes (90%)
- Murs avec fenêtres (80%) (pour les Murs de façade)
- Murs avec portes et fenêtres (70%) (pour les murs intérieurs).

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :**II.5.1-Principe :**

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

-On a un deux types de poteaux :

II.5.2-Surface reprise par poteau :

Le pré-dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

La surface affectée est donnée par : $S=15.8m^2$.

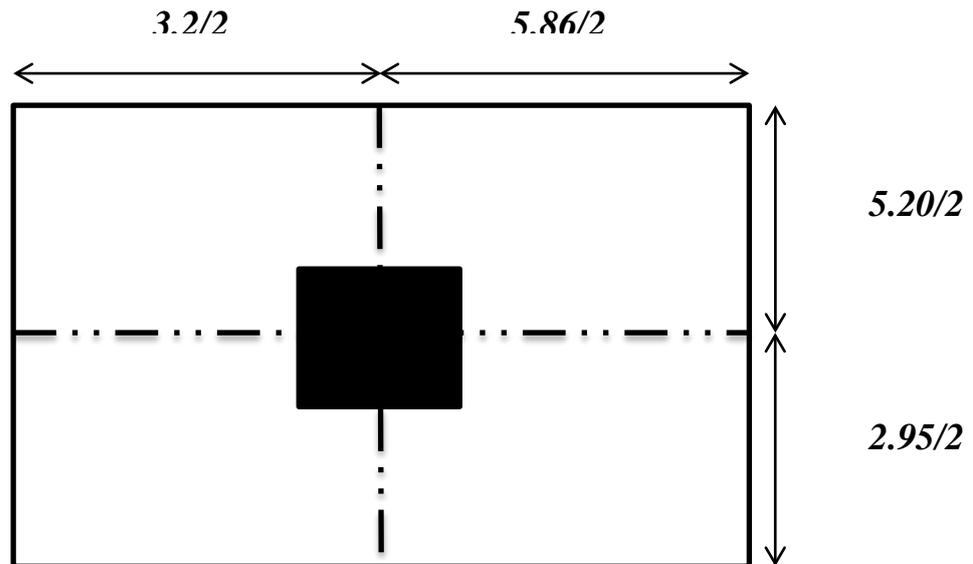


Figure II.5 : La section le plus sollicité du poteau

On calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanent suivant le RPA/V2003.

II.5.3- Effort normal ultime à chaque niveau :

II.5.3.1-Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

-Plancher terrasse :

-Poids propre du plancher : $G_{terrasse} \times S = 6.18 \times 15.8 = 97.64 \text{ kN}$

- Poids propre des poutres principal : $\gamma_b(bxh)L = 25(0.35 \times 0.6) \times 4.53 = 23.78 \text{ kN}$

- Poids propre des poutres secondaire: $\gamma_b(bxh)L = 25(0.3 \times 0.45) \times 4.08 = 13.77 \text{ kN}$

$$W_{Terrasse} = 135.19 \text{ kN}$$

-Plancher RDC+6etages :

Poids propre du plancher :

$$G_{terrasse} \times S \times (axb \times H) = 5.54 \times 15.8 = 87.53 \text{ kN}$$

Poids propre des poutres principal : $\gamma_b(bxh)L = 25(0.35 \times 0.6) \times 4.53 = 23.78 \text{ kN}$

Poids propre des poutres secondaire: $\gamma_b(bxh)L = 25(0.3 \times 0.45) \times 4.08 = 13.77 \text{ kN}$

$$N_G = 125.08 \times 5 = 625.4 \text{ kN}$$

Suivant les règles **BAEL91** on doit majorer l'effort normal ultime de 10%

$$N_G = 1.1(625.4)$$

$$N_G = 687.94 \text{ kN}$$

II.5.3.2-Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

-Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identique à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5% Q.

Q : Charge d'exploitation.

-Dégression des surcharges :

| Niveau des Plancher | Σ Surcharges | Σ Surcharges (kN/m ²) |
|---------------------|---|--|
| Terrasse | $\Sigma_0 = Q_0$ | 1.00 |
| 5 | $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$ | 2.50 |
| 4 | $\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ | 7.15 |
| 3 | $\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ | 8.20 |
| 2 | $\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ | 9.75 |
| 1 | $\Sigma_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ | 12.60 |
| RDC | $\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ | 13.75 |

Tableau II.6 : Dégression des charges

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n > 5$) (dans notre cas $n > 5$) on applique la loi suivant :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ avec } n: \text{ nombre d'etage (DTR C2 - 4.7)}$$

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectif.

II.5.4-Détermination de la section du poteau : (selon le BAEL91)

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la forme suivant :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).
- B : Surface de la section du béton ($B=axb$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400MPa$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).
- A_s : Section de l'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-2)(b-2)(m^2)$).

On doit dimensionner les poteaux de la telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

-Calcul :

On prend $h_0 = 275\text{cm}$

Donc : $l_f = 0.7h_0 = 0.7 \times 2.75 = 1.925\text{m}$

$N_Q = 1.1Q \times S = 1.1 \times 13.75 \times 15.8 = \mathbf{238.98\text{kN}}$

$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35(687.94) + 1.5(238.98)$

$N_U = \mathbf{1287.20\text{kN}}$

- Détermination de (a) :

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{192.5}{0.289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left(a \geq \frac{192.5}{0.289 \times 50} = 13.32\text{cm} \right)$$

On prend : $a = 50\text{cm}$

$$\left(\lambda = \frac{0.7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{192.5}{14.45} = 13.32 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \right)$$

-Détermination de (b) :

Selon les règles du B.A.E.L.91, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48(b - 2)\text{cm}^2$$

Selon le RPA99/V2003 $A_s = 0.9\%B_r \dots \dots \dots \text{Zone III}$

$$A_s = 0.009(48(b - 2)) = 0.432(b - 2)\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} \lambda = 13.32\text{cm} \\ \alpha = 0.85/[1 + 0.2(\lambda/35)^2] \\ \alpha = 0.85/[1 + 0.2(13.32/35)^2] \\ \alpha = 0.82 \end{cases}$$

-et avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25MPa \\ F_e = 400MPa \\ \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$$

$$N_U \leq 0.82 \left(\frac{48x(b-2)x25}{0.9x1.5x10} + \frac{0.432(b-2)x400}{1.15x10} \right)$$

$$b \geq 17.10cm$$

Donc on adopte : **b=50cm**

-Détermination minimaux requis par le « RPA99/V2003 » :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) = 50cm > 30cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 50 > \frac{h_e}{20} = \frac{275}{20} = 13.75cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc, On adopte pour des poteaux une section carrée (axb)= (50x50)cm².

II.6-Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

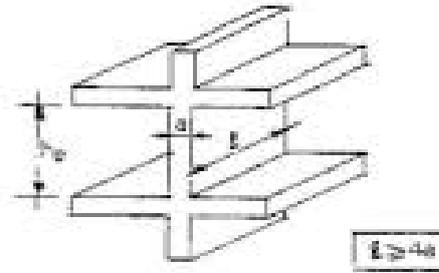


Figure II.6 : coupe de voile en élévation

Le RPA99/V2003 considéré comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

II.6.1- Pré-dimensionnement :

Dans notre cas $h_e = 275\text{cm}$:

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{22}; 15 \rightarrow e \geq \frac{275}{22}; 15 \rightarrow e \geq (12.5\text{cm}; 15\text{cm}) \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} L: \text{Longueur du voile} \\ e: \text{Épaisseur du voile} \\ h_e: \text{Hauteur d'étage} \end{cases}$$

On adopte des voiles d'épaisseur **e=20cm**.

II.7-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculent pour les différents niveaux de la construction :

| Niveau | Sections des poteaux (cm^2) | | Sections des poutres principales (cm^2) | Sections des poutres secondaires (cm^2) | Epaisseur des voiles (cm^2) |
|------------|---------------------------------|------------|---|---|---------------------------------|
| | carré | circulaire | | | |
| RDC | | | | | |
| 01 | 50X50 | 50 | 35X60 | 30X45 | 20 |
| 02 | | | | | |
| 03 | 45X45 | 45 | | | |
| 04 | | | | | |
| 05 | 40X40 | 40 | | | |
| 06 | | | | | |

Figure II.7 : Sections des poteaux, Poutres et épaisseur des voiles.

II.8-Conclusion :

Le pré-dimensionnement de la structure, montre que la structure principale des dimensions courant appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres sont les même pour l'ensemble des étages, par contre les poteaux ont des dimensions variable selon la charge qui diminue avec la réduction de la hauteur. Pour minimiser le problème de coffrage et de décoffrage sur sites nous avons minimisé la variation des dimensions des poteaux le plus possible. Aussi les dimensions des voiles représentent le minimum donné par RPA.

Calcul des Planchers

III.1-Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 type du plancher :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 24 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 20 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

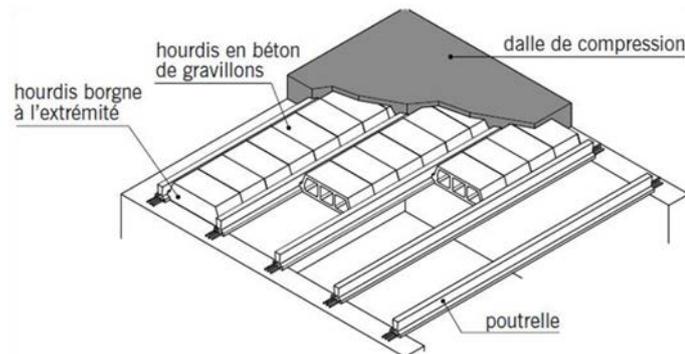


Figure - III- 1. Le plancher à corps creux

III.2- Calcul des plancher :

III.2.1-Dimensionnement des poutrelles :

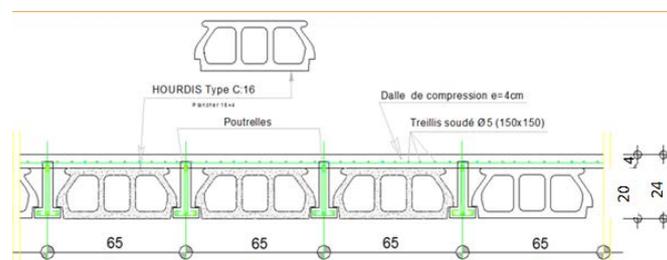


Figure – III.2. . Coupe sur plancher

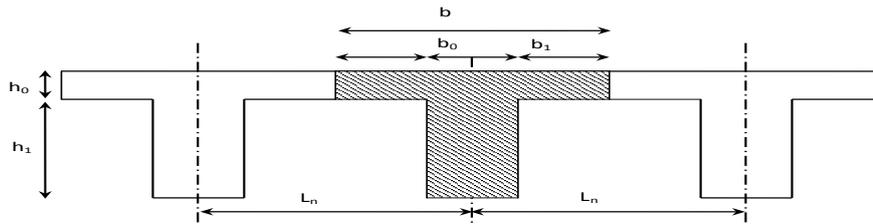


Figure - III 3. Plancher à corps creux

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{Hauteur de la nervure} \quad h_t = 20 + 4 = 24\text{cm} \\ h_0: \text{Hauteur de la dalle de compression} \quad h_0 = 4\text{cm} \\ b_0: \text{Largeur de la nervure} \quad b_0 = 12\text{cm} \\ L_0: L_0 = 2 \times b_1 \\ L: \text{La longueur max} \quad L = 5.20 \\ B: \text{Largeur de la poutrelle} \quad B = 2b_1 + b_0 = 65\text{cm} \\ H_t: \text{La hauteur du plancher} \end{array} \right.$$

Selon les règles B.A.E.L91

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \rightarrow \left(\frac{24}{520} = 0,046 > 0,0444 \right) \text{ condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \right) \rightarrow \left(\frac{24}{520} = 0,046 > 0,03 \right) \text{ condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3,6}{f_e} \right) \rightarrow \left(\frac{1,57}{12,18} = 0,00726 < 0,009 \right) \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq 52.0\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend: $b_1 = 26,5$ cm.

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, h_t = 24\text{cm}$$

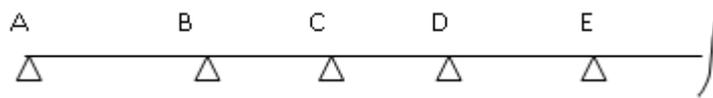
III.2.2- Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire Modifier » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.2.2.1- Méthode forfaitaire Modifier :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

a- Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).

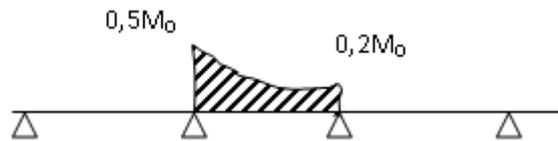


Figure III. 4 : Valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

b- cas d'une travée de rive :



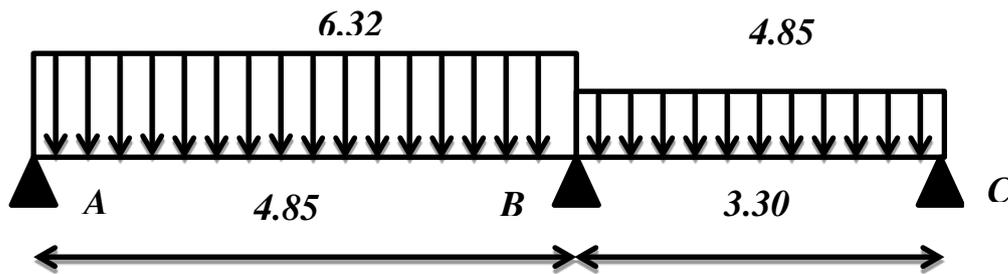
Figure III.5 : Valeurs admissibles (travée de rive).

Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il

Il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

Exemple de calcul :



$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.54 + 1.5} = 0.21$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.063 > 1.05$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63 \text{ Travée de rive}$$

Moments isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.32 \times 4.85^2}{8} = 18.85 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{qL^2}{8} = \frac{4.85 \times 3.3^2}{8} = 6.60 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = 0.2 \times 18.85 = 3.71 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times 18.85 = 11.14 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.2 \times 6.60 = 1.32 \text{ kN.m}$$

Moments en Travées :

Travée AB :

$$M_t^{AB} \geq 1.063 \times M_0^{AB} - \frac{M_A - M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.063 \times 18.85 - \frac{3.71 - 11.14}{2} = 23.46 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.63 \times 18.85 = 11.70 \text{ kN.m}$$

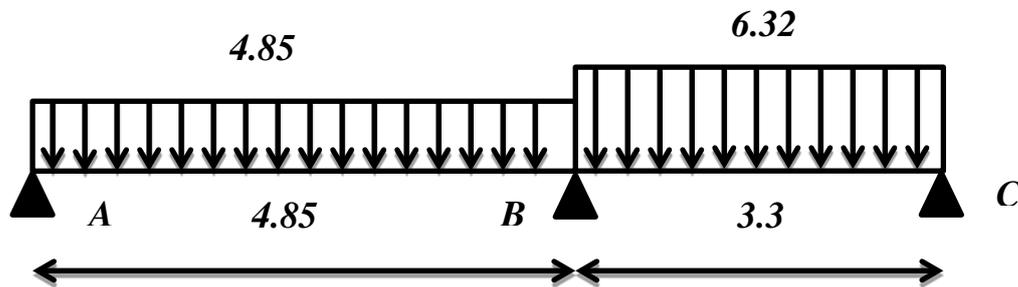
$$M_t^{AB} = 23.46 \text{ kN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.3}{2} + \frac{11.14 - 1.32}{4.85 - 3.3} = 2.26$$

$$M^{BC} = 4.85 \left(\frac{3.3 - 2.26}{2} \right) + 11.14 \left(1 - \frac{2.26}{3.3} \right) - 1.32 \left(\frac{2.26}{3.3} \right) = 5.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{min}^{BC} = 5.12 \text{ kN.m}$$



Moments isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{qL^2}{8} = \frac{4.85 \times 4.85^2}{8} = 14.26 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.32 \times 3.3^2}{8} = 8.60 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = 0.2 \times 14.26 = 2.85 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times 14.26 = 8.55 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.2 \times 8.60 = 1.72 \text{ kN.m}$$

Moments en Travées :

Travée BC :

$$x = \frac{3.3}{2} + \frac{8.55 - 1.72}{6.32 - 3.3} = 1.97$$

$$M^{BC} = 6.32 \left(\frac{3.3 - 1.97}{2} \right) + 8.55 \left(1 - \frac{1.97}{3.3} \right) - 1.72 \left(\frac{1.97}{3.3} \right) = 6.62 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^{BC} = 6.62 \text{ kN.m}$$

Calcul de L'effort Tranchant « T » :

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.32 \times 4.85}{2} + \frac{3.71 - 11.14}{4.85} = 13.79kN \\ T_B = -\frac{6.32 \times 4.85}{2} + \frac{3.71 - 11.14}{4.85} = -16.85kN \end{cases}$$

Travée BC :

Max :

$$\begin{cases} T_B = \frac{4.85 \times 3.3}{2} + \frac{11.14 - 1.32}{3.3} = 10.97kN \\ T_C = -\frac{4.85 \times 3.3}{2} + \frac{11.14 - 1.32}{3.3} = -5.02kN \end{cases}$$

Min :

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.32 \times 3.3}{2} + \frac{8.55 - 1.72}{3.3} = 12.49kN \\ T_C = -\frac{6.32 \times 3.3}{2} + \frac{8.55 - 1.72}{3.3} = -8.35kN \end{cases}$$

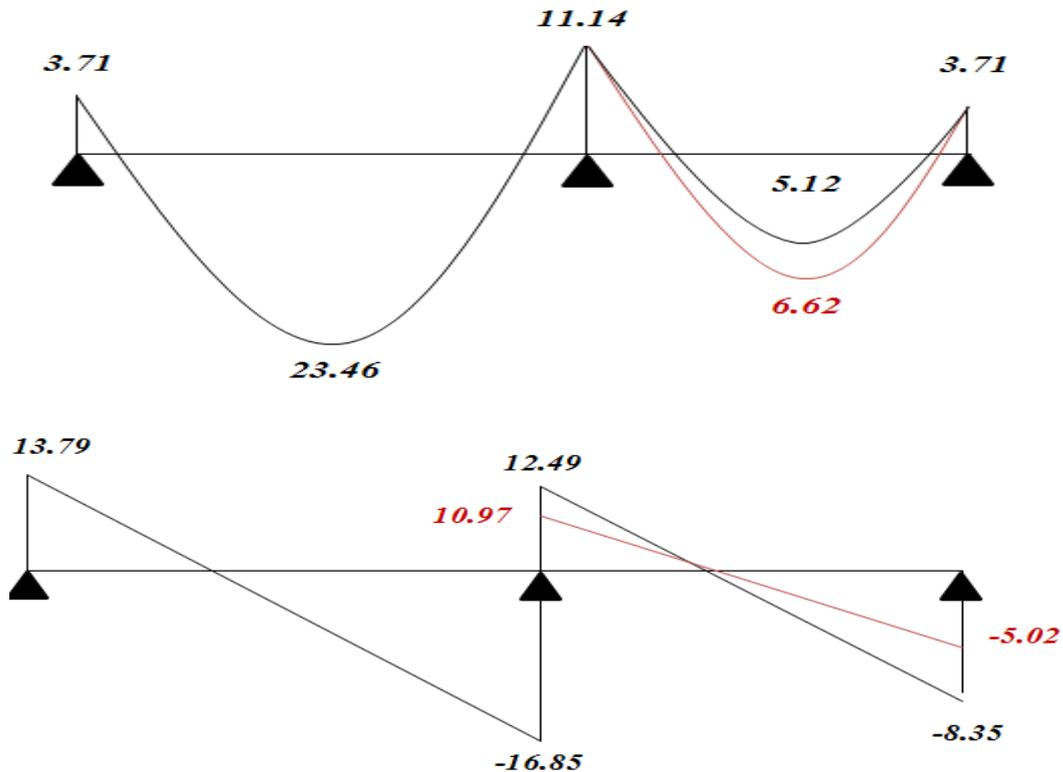


Figure : -III.6 Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN]

III.2 .2.2- Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

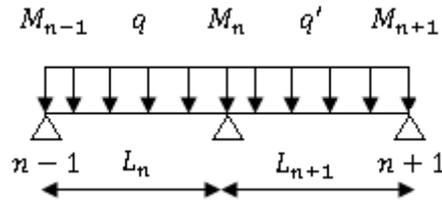


Figure III.7 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

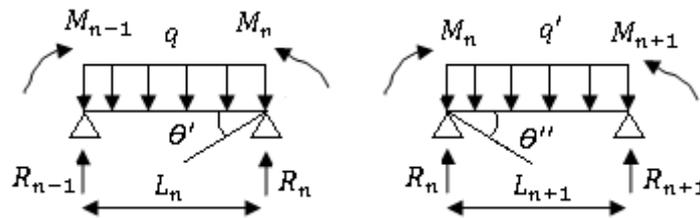


Figure III.8 :Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

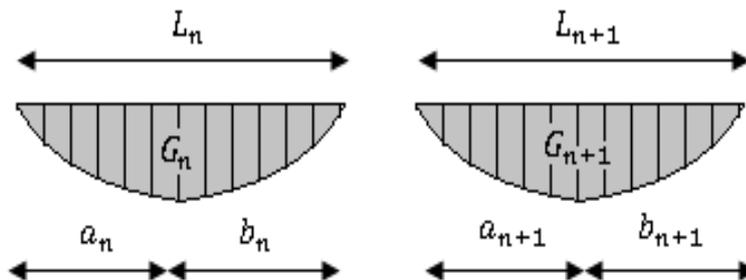


Figure III.9:Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

On a (03) type des poutrelles

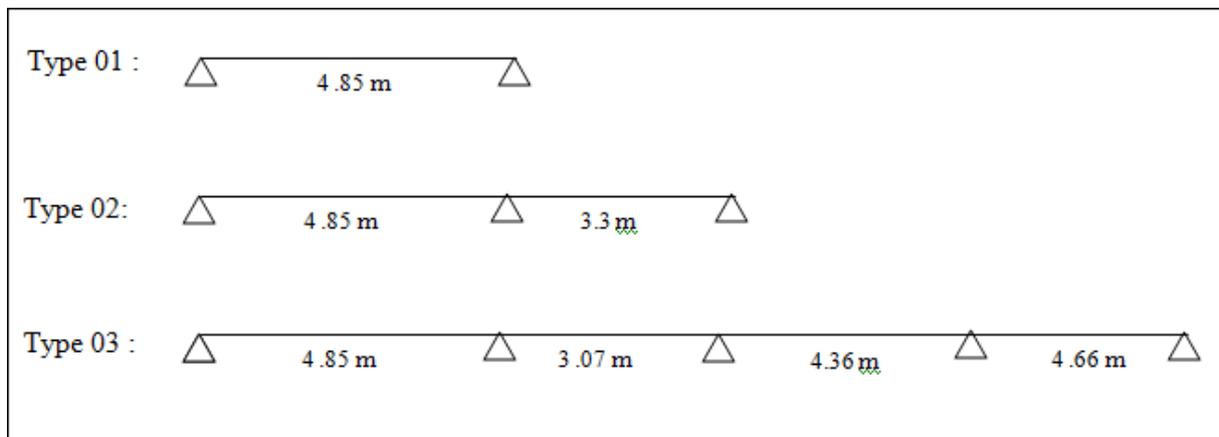
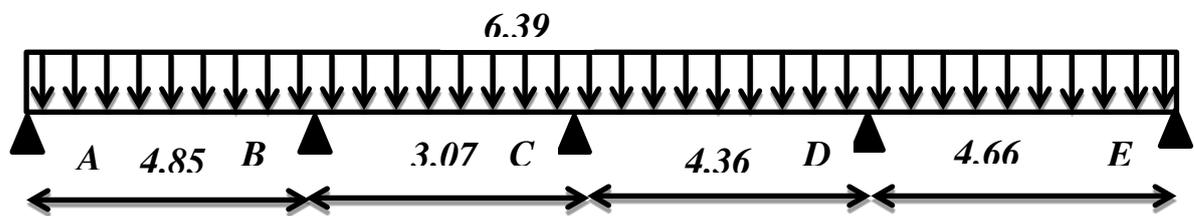


Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles

Exemple de calcul :



Partie AB.BC :

$$M_A = M_{n-1} \quad M_B = M_n \quad M_C = M_{n-1}$$

$$L_n = 4.85m \quad L_{n+1} = 3.07m$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{6.39 \times 4.85^2}{8} = 18.78 \text{ kN.m} \\ S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{AB} = 4.85 \times \frac{2}{3} \times (18.78) = 60.72 \text{ m}^2 \\ a_n = 2.42 \text{ m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_0^{BC} = \frac{(3.07^2) \times 6.39}{8} = 7.52 \text{ kN} \\ S_{n+1} = \frac{2}{3} (3.07) \times 7.52 = 15.39 \\ b_{n+1} = 1.53 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_A = -0.2M_0^{AB} = -3.75 \text{ kN.m}$$

$$(M_A \times 4.85) + 2M_B(4.85 + 3.07) + (M_C \times 3.07) = -6 \left(\frac{60.72 \times 2.42}{4.85} + \frac{15.39 \times 1.53}{3.07} \right) - 227.80$$

$$\rightarrow 4.85M_A + 15.84M_B + 3.07M_C + 227.80 \dots \dots \dots (1)$$

Partie BC ; CD :

$$M_b = M_{n-1}; M_c = M_n; M_d = M_{n+1}; L_n = 3.07 \text{ m} ; L_{n+1} = 4.36 \text{ m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_0^{BC} = 7.52 \text{ kN.m} \\ S_n = \frac{2}{3} (3.07) \times 7.52 = 15.39 \\ a_n = 1.53 \text{ m} \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} M_0^{CD} = 7.52 \text{ kN.m} \\ S_n = \frac{2}{3} (3.07) \times 15.18 = 44.12 \\ b_{n+1} = 2.18 \text{ m} \end{cases}$$

$$3.07M_b + 2M_c(3.07 + 4.36) + (4.36M_d) = -6 \left[\frac{15.39 \times 1.53}{3.07} + \frac{44.12 \times 2.18}{4.36} \right] - 178.37$$

$$\rightarrow 3.07M_b + 14.86M_c + 4.36M_d + 178.37 \dots \dots \dots (2)$$

Partir CD ;DE :

$$M_c = M_{n-1}; M_D = M_n; M_E = M_{n+1}; L_n = 4.36 \text{ m} ; L_{n+1} = 4.66 \text{ m}$$

$$M_E = 0.2M_0^{DE} = -3.46 \text{ kN.m}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} M_0^{CD} = 7.52kN.m \\ S_n = 2/3 (3.07) \times 15.18 = 44.12 \\ b_{n+1} = 2.18m \end{cases}$$

Travée DE:

$$\begin{cases} M_0^{DE} = \frac{6.39 \times 4.66^2}{8} = 17.34kN.m \\ S_{n+1} = 2/3 (4.66) \times 17.34 = 53.86 \\ b_{n+1} = 2.33m \end{cases}$$

$$4.36M_C + 2M_D(4.36 + 4.66) + (4.66M_E) = -6 \left[\frac{44.12 \times 2.18}{4.36} + \frac{53.86 \times 2.33}{4.66} \right] - 293.94$$

$$\rightarrow 4.36M_C + 18.04M_D + 4.66M_E + 293.94 \dots \dots \dots (3)$$

$$\begin{cases} 15.84M_B + 3.07M_C + 209.61 \dots \dots \dots (1) \\ 3.07M_B + 14.86M_C + 4.36M_D + 178.37 \dots \dots \dots (2) \\ 4.36M_C + 18.04M_D + 277.81 \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Et on donne

$$\begin{cases} M_A = -3.75kN.m \\ M_B = -12.19kN.m \\ M_C = -5.34kN.m \\ M_D = -14.01kN.m \\ M_E = -3.46kN.m \end{cases}$$

Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = \frac{-3.75 - 12.19}{2} + 18.78 = 10.81kN.m$$

$$M_t^{BC} = \frac{-12.19 - 5.34}{2} + 7.52 = 1.25kN.m$$

$$M_t^{CD} = \frac{-5.34 - 14.01}{2} + 15.18 = 5.5kN.m$$

$$M_t^{DE} = \frac{-14.01 - 3.46}{2} + 17.34 = 8.60kN.m$$

Calcule des efforts Tranchant :

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{-3.75 + 12.19}{4.85} + 15.49 = 17.23kN \\ T_B = \frac{-3.75 + 12.19}{4.85} - 15.49 = -13.74kN \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{-12.19 + 5.34}{3.07} + 9.80 = 7.56kN \\ T_C = \frac{-12.19 + 5.34}{3.07} - 9.80 = -12.03kN \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_C = \frac{-5.34 + 14.01}{4.36} + 13.93 = 15.91kN \\ T_D = \frac{-5.34 + 14.01}{4.36} - 13.93 = -11.94kN \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} T_D = \frac{-14.01 + 3.46}{4.66} + 14.88 = 12.61kN \\ T_E = \frac{-14.01 + 3.46}{4.66} - 14.88 = -17.14kN \end{cases}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

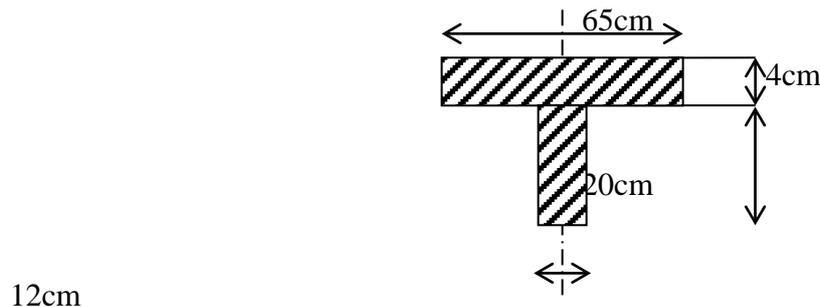
| | Typ e | Tra vée | ELU | | | | | | ELS | | | |
|-----------|---------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | M_0 | M_t | M_w | M_E | T_w | T_E | M_0 | M_t | M_w | M_E |
| Mezzanine | 1 | AB | 18.58 | 18.58 | 3.72 | 3.78 | 15.32 | 15.32 | 13.43 | 13.43 | 2.68 | 2.68 |
| | 2 | | 18.58 | 23.46 | 3.71 | 11.14 | 13.79 | 16.85 | 13.43 | 16.96 | 2.68 | 8.05 |
| | | BC_{min} | 6.60 | 5.12 | 11.14 | 1.32 | 10.97 | 5.02 | 4.9 | 4.8 | 8.05 | 0.98 |
| | | BC_{max} | 8.60 | 6.62 | 8.55 | 1.72 | 12.49 | 5.35 | 6.22 | 6.27 | 6.34 | 1.24 |
| | 3 | AB | 18.58 | 13.25 | 3.71 | 9.29 | 14.17 | 16.47 | 13.43 | 16.29 | 2.68 | 6.71 |
| | | BC_{min} | 5.71 | 3.78 | 9.29 | 6.00 | 8.51 | 6.37 | 4.24 | 2.84 | 6.71 | 4.34 |
| | | BC_{max} | 7.44 | 5.24 | 7.13 | 4.60 | 10.52 | 8.87 | 5.38 | 3.79 | 5.29 | 3.42 |
| | | CD | 15.02 | 17.22 | 6.00 | 8.52 | 13.20 | 14.35 | 10.85 | 12.45 | 4.34 | 6.2 |
| | | DE | 17.15 | 15.67 | 8.52 | 3.41 | 15.82 | 13.62 | 12.40 | 11.32 | 6.2 | 2.48 |
| | Etage courent | 1 | AB | 21.43 | 21.43 | 4.28 | 4.28 | 17.67 | 17.67 | 15.37 | 15.37 | 3.08 |
| 2 | | | 21.43 | 27.70 | 4.28 | 12.85 | 15.19 | 19.44 | 15.37 | 19.86 | 3.08 | 9.22 |
| | | BC_{min} | 6.60 | 4.92 | 12.58 | 1.32 | 11.49 | 4.5 | 4.9 | 3.71 | 9.22 | 0.98 |
| | | BC_{max} | 9.92 | 7.45 | 8.55 | 1.98 | 14.01 | 10.03 | 7.11 | 5.38 | 6.34 | 1.42 |
| 3 | | AB | 21.43 | 26.63 | 4.28 | 10.71 | 16.35 | 19.00 | 15.37 | 19.09 | 3.08 | 7.68 |
| | | BC_{min} | 5.71 | 3.61 | 10.71 | 6.92 | 8.67 | 6.21 | 4.24 | 2.67 | 7.68 | 4.96 |
| | | BC_{max} | 8.58 | 6.07 | 7.13 | 4.6 | 12.01 | 10.36 | 6.16 | 4.32 | 5.29 | 3.42 |
| | | CD | 17.32 | 21.90 | 6.92 | 9.89 | 15.21 | 16.57 | 12.42 | 14.64 | 4.69 | 7.09 |
| | | DE | 19.78 | 18.64 | 9.89 | 3.95 | 18.26 | 15.71 | 14.19 | 13.37 | 7.09 | 2.83 |
| Terrasse | | 1 | AB | 18.78 | 18.78 | 3.75 | 3.75 | 15.49 | 15.49 | 13.70 | 13.70 | 2.74 |
| | 2 | AB | 13.49 | 18.92 | 2.69 | 9.94 | 9.08 | 9.08 | 9.76 | 13.01 | 1.95 | 7.18 |
| | | BC | 6.24 | 12.20 | 9.94 | 1.24 | 4.56 | 10.58 | 4.51 | 7.38 | 7.18 | 0.90 |
| | 3 | AB | 18.78 | 10.81 | 3.75 | 12.19 | 17.23 | 13.74 | 13.70 | 7.88 | 2.74 | 8.89 |
| | | BC | 7.52 | 1.25 | 12.19 | 5.34 | 7.56 | 12.03 | 5.49 | 2.99 | 8.89 | 3.89 |
| | | CD | 15.18 | 5.50 | 5.34 | 14.01 | 15.91 | 11.94 | 11.07 | 3.89 | 3.89 | 10.2 |
| | | DE | 17.34 | 8.60 | 14.01 | 3.46 | 12.61 | 17.14 | 12.64 | 10.28 | 10.28 | 2.52 |

III.3- Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

**Données :**

- Largeur de la poutrelle $b = 65$ cm.
- Largeur de la $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 24$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9h = 21.6$ cm

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

III.3.1-Plancher étage mezzanine

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

- **E.L.U**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 27.7 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 12.58 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 19.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.1.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = bh_0f_{bc} \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14.17 \left(\frac{21.6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 32.42kN.m$$

$$M_{tmax} = 27.7kN.m < 32.42kN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x24) cm².

$$M_{tmax} = 27.7kN.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}d^2b} = \frac{27.7 \times 10^3}{14.17 \times 21.6^2 \times 65} = 0.064 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,064 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,967$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{27.7 \times 10^3}{0.967 \times 21.6 \times 348} = 3.81cm^2$$

a) Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81.ht.V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec: } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$

$$V = \frac{12 \cdot (24)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \times 24 + (65 - 12) \cdot 4]} = 7.76cm$$

$$I = \frac{12 \times 24^3}{3} + \frac{(65 - 12)4^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12)4](7.76)^2 = 26317.8cm^4$$

$$V' = ht - V = 24 - 7.76 = 16.24 cm$$

$$A_{min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 16.24 \times 400} = 0.43cm^2$$

Donc: $A_{scal} = 3.81 cm^2 > A_{min} = 0,43 cm^2$condition vérifiée.

Le choix: 3T14 = 4.52 cm²

❖ *Sur appuis intermédiaire :*

Puis le béton tendu est négligé dans le calcul, la section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{12.58 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.201$$

$$\mu = 0.158 \rightarrow \beta = 0.8865$$

$$A_s = \frac{12.58 \times 10^3}{0.8865 \times 21.6 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 7.76 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12 = 2.26 cm².

❖ *Sur appuis de rive :*

$$\mu = \frac{4.28 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{4.28 \times 10^3}{0.972 \times 21.6 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 7.76 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 0.58 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

Le choix: 1T12 = 1.13 cm².

III.3.1.2-Vérification des contraintes à l'E.L.S :• *Plancher étage mezzanine :*

$$M_{\text{sermax}} = 19.09 \text{ kN.m}$$

• *Position de l'axe neutre :*

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15x A_s (d-y) = 0.$$

$$32,5.y^2 + 67.8y - 1464.48 = 0 \Rightarrow y = 5.58 \text{ cm}$$

$y = 5.58 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la l'âme

- **Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65(5.58)^3}{3} + 15 \times 4.52(21.6 - 5.58)^2 = 21180.62 \text{ cm}^4$$

III.3.1.3-Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19.09 \times 10^3}{21180.62} \times 5.58 = 5.02 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.02 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 19.44 \text{ kN}$.

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{19.44 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.75 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\tau_U = \min\left(\frac{0.13 f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.75 \text{ MPa} < \tau_U = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

III.3.1.4-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Diamètre

- **Calcul des espacements :**

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(19.44; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 15 \text{ cm}$$

• **La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0.3k f_{tj}^*}{0.9(\sin\alpha - \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2.1; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 325 \text{ MPa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0.d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

• On calcul la distance "X":

$$T_{max} = 19.44 ; T_u(h/2) ?$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$

$$X = \frac{5.20}{2} + \frac{4.28 - 12.58}{6.32 \times 5.20} = 2.34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.24}{2} = 0.12 \text{ m}$$

$$T\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{19.44 \times (2.34 - 0.12)}{2.34} = 18.44 \text{ kN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{18.44 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.21} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,66 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,00195 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,66}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ 2\phi 8 = 1.004 \text{ cm}^2/\text{ml} \right.$$

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

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

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

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 19.44\text{kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 12.58\text{kN.m}$$

$$F_U = \frac{M_{\text{appuis}}}{Z} = \frac{12.58}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 64.71\text{kN} > T_U = 19.44\text{kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- **Compression de la bête d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 19.44 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.024\text{m} = 2.4\text{cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (35.5\text{cm}; 19.44\text{cm}) = 19.44 > 2.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.1.5-Entraînement des armatures :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}}$$

$$= \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s=1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max $T=19.44\text{KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1.4 = 4.39 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{19.44 \times 1000}{0.9 \times 21.6 \times 4.39 \times 3 \times 10^2} = 0.75\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 0,75\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.4 \times 400 / 4 \times 2,835 = 49.46 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1.4 = 7.7 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \right) \rightarrow \left(\frac{24}{520} = 0.046 > 0.045 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \right) \rightarrow \left(\frac{24}{520} = 0.046 < \frac{19.09}{15 \times 15.37} = 0.082 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \right) \rightarrow \left(\frac{4.52}{12 \times 21.6} \right) = 0.017 > 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque deux des trois conditions de la flèche pas satisfaite, donc le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\text{On va calculer: } F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,19 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{[(65 \times 4)(2 + 20)] + [20 \times 12 \times 10] + [15 \times 4.52 \times 2.5]}{(65 \times 4) + (20 \times 12) + (15 \times 4.52)}$$

$$y_G = 14.59 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15 \times A_S(d - y_G)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times 14.59^3}{3} - \frac{(65 - 12)(14.59 - 4)^3}{3} + \frac{12(24 - 14.59)^3}{3} + 15 \times 4.52(21.6 - 14.59)^2$$

$$I_G = 52980 \text{ cm}^4$$

Pour A_s on a adopté $A_s \text{ max } 3T10(2,36)$.

- **Charges prises en comptes :**

$$1\text{-charge avant mise de revêtement : } J = 3.3 \times 0.65 = 2.14 \text{ kN/m}$$

$$2\text{-charge après mise de revêtement : } G = 5.24 \times 0.65 = 3.4 \text{ kN/m}$$

$$3\text{-charge total à l'E.L.S : } P = G + Q = (5.24 + 2.5)65 = 5.03 \text{ kN/m}$$

- **Calcul des moments correspondants :**

$$M_J = 0.85 \left(\frac{2.15 \times 5.2^2}{8} \right) = 6.17 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0.85 \left(\frac{3.40 \times 5.2^2}{8} \right) = 9.76 \text{ kN.m}$$

$$M_P = 0.85 \left(\frac{5.03 \times 5.2^2}{8} \right) = 14.45 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S Z} = \frac{6.17 \times 10^3}{4.52 \times 0.9 \times 21.6} = 70.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S Z} = \frac{9.76 \times 10^3}{4.52 \times 0.9 \times 21.6} = 111.07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S Z} = \frac{14.45 \times 10^3}{4.52 \times 0.9 \times 21.6} = 164.44 \text{MPa}$$

- **Calcul des coefficients: f ; λ_i ; λ_v :**

$$f = \frac{A_S}{b_0 d} = \frac{4.52}{12 \times 21.6} = 0.0174$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times b_0/b) f} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 12/65) 0.0174} = 2.36$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right) \lambda_i = \left(\frac{2}{5}\right) 2.36 = 0.92$$

- **Calcul des coefficients (μ_i) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 f \sigma_{Si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0174 \times 70.21) + 2.1} = 0.47$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0174 \times 111.07) + 2.1} = 0.62$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0174 \times 164.44) + 2.1} = 0.72$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1.1 I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}; I_0 = I_G = 52980 \text{cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 2.36 \times 0.47)} = 27630.38 \text{cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 2.36 \times 0.62)} = 23659.46 \text{cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 2.36 \times 0.72)} = 21590.84 \text{cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 0.92 \times 0.62)} = 37110.29 \text{cm}^4$$

- **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4.28 \times 5.20^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 27630.38} = 0.13cm$$

$$F_{ig} = \frac{12.58 \times 5.20^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 23659.46} = 0.44cm$$

$$F_{ip} = \frac{27.7 \times 5.20^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 21590.84} = 1.07cm$$

$$F_{vg} = \frac{12.5 \times 5.20^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 37110.29} = 0.28cm$$

$$F_{Total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{Total} = 0.28 - 0.13 + 1.07 - 0.44 = 0.78cm$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1.04cm > F_{Total} = 0.78cm \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

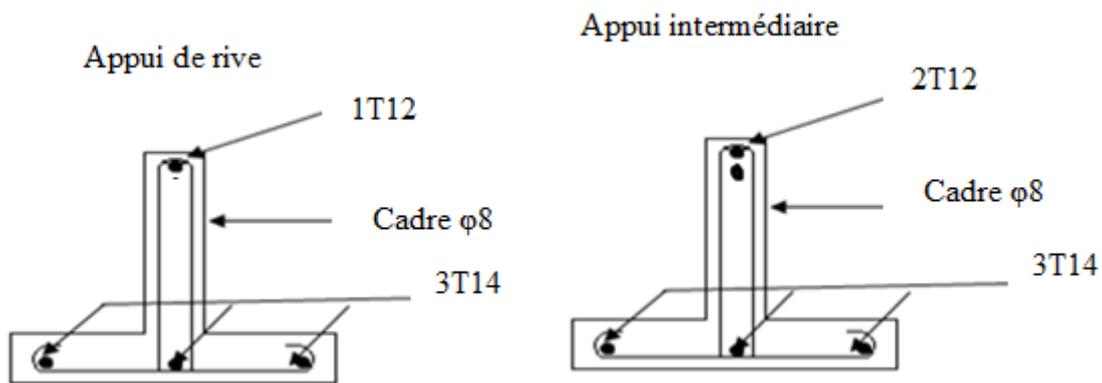


Figure III.11: Disposition constructive des armatures des poutrelles de Mezzanine

| $M_{max} KN$ | $A_s cm^2$ | $A_{min} cm^2$ | Le choix |
|--------------|------------|----------------|--------------------------|
| 23.46 | 3.21 | 0.43 | 3T12=3.39cm ² |
| | 1.60 | 0.92 | 2T12=2.26cm ² |
| | 0.50 | 0.92 | 1T12=1.13cm ² |

Tableau III.2 :résulta des poutrelles d'étage courent

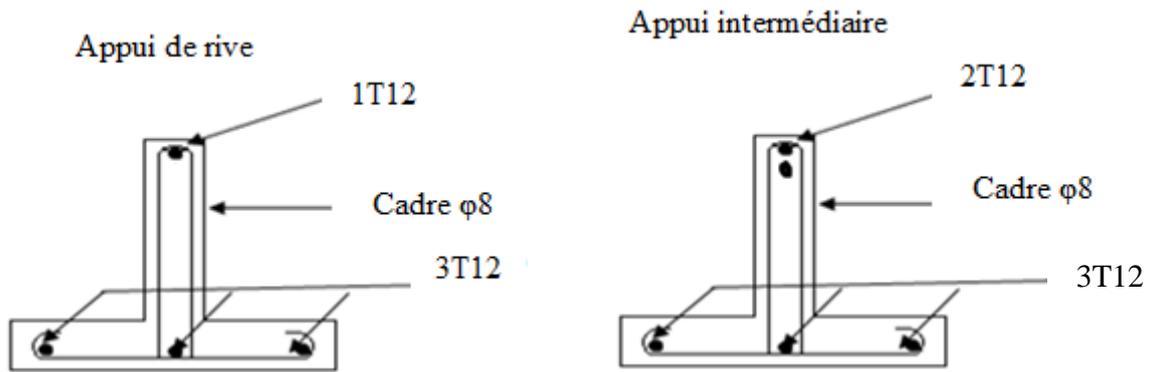


Figure III.12: Disposition constructive des armatures des poutrelles d'étage courant

Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{240}{f_e} (m^2/ml) & \text{si } L \leq 50cm \\ A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} (cm^2/ml) & \text{si } 50cm \leq 80cm \end{cases}$$

$$A \geq \frac{A_{\perp}}{2}; \quad L = 0.65m; \quad f_e = 215MPa$$

$$A \geq \frac{4 \times 65}{215} = 1.20 \text{ cm}^2/ml$$

On prend $A_{\perp} = 5\phi 8 = 2.5 \text{ cm}^2/ml$

Donc le quadrillage que nous prends est de section 5 ϕ 8

* 20cm (5 par mètre)

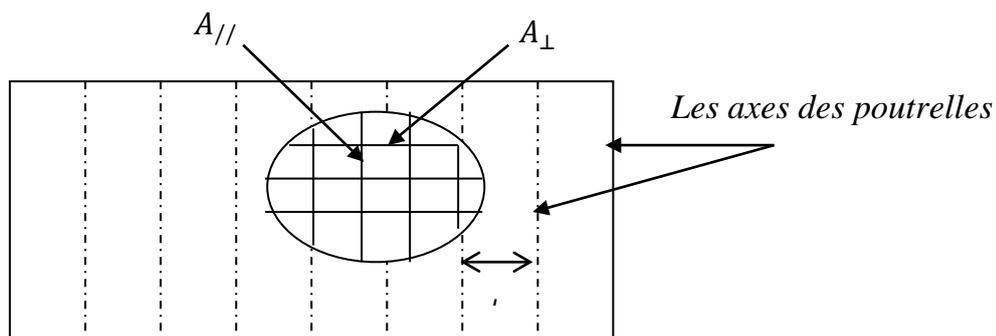


Figure : III.13. Ferrailage de la dalle de compression

III.3.3-Plancher terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$ELU \begin{cases} M_{travée} = 18.92kN.m \\ M_{appui \ max} = 12.19kN.m \\ T_{max} = 17.23kN \end{cases}$$

III.3.3.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ *En travée :*

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14.17 \left(\frac{21.6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 32.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 18.92 \text{ kN.m} < 32.42 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 20) cm² soumise à

$$M_{tmax} = 18.92 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{18.92 \times 10^3}{14.17 \times 21.6^2 \times 65} = 0.044 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,044 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.92 \times 10^3}{0.978 \times 21.6 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 16.24 \times 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 2.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.43 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix: 3T12 = 3.39 cm².

❖ *sur appuis:*

- *Appuis intermédiaire :*

$$M_{app}^{max} = 12.19 \text{ kN.m}$$

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} d^2 b_0} = \frac{12.19 \times 10^3}{14.17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.153 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,153 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.9165$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.19 \times 10^3}{0.9165 \times 21.6 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Tê):

$$A_{min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 7.76 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s,cal} = 1.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12=2.26cm².

- **Appuis de rive :**

$$M_{app}^{max} = 3.75 \text{ kN.m}$$

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} d^2 b_0} = \frac{3.75 \times 10^3}{14.17 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.047 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.047 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.9755$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.75 \times 10^3}{0.9755 \times 21.6 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Tê):

$$A_{min} = \frac{26317.8 \times 2.1}{0.81 \times 24 \times 7.76 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s,cal} = 0.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.92 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 1T12=1.13cm².

III.3.3.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S :

- **Plancher terrasse**

$$M_{ser} = 13.01 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$32.5 y^2 - 15 \times 3.39 (d - y) = 0$$

$$y = 4.97 \text{ cm}$$

$y = 4.97 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

- **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{65(4.97)^3}{3} + 15 \times 3.39(21.6 - 4.97)^2 = 16739.42 \text{ cm}^4$$

III.3.3.3-Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{13.01 \times 10^3}{16739.42} \times 4.97 = 3.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{8.75(18 - 3.26) \cdot 10^3}{5867.3} = 329.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 329.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 266.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 17.23 \text{ kN}$.

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{17.23 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.66 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_U = 3.235 \text{ MPa}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

III.3.3.4-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 6) = 6 \text{ mm}$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

Diamètre:

- **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ St &\leq \min(15; 40\text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 15\text{cm}$$

- **La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1 ; f_e=235 \text{ MPa} ; \delta_s=1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la m\^ethode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 5.2/2 + (3.75 - 12.19)/6.39 \times 5.2 = 2.34 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.24/2 = 0.12 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2.34 - 0.12 = 2.22 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 17.32 \times 2.22 / 2.34 = 16.34 \text{ kN}$$

$$T_u(h/2) = 16.34 \text{ kN}$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (16.34 \times 10^{-3}) / (0.12 \times 0.216) = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \left(\frac{0.63(0.3 - 2.1) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235}\right) = 1.95 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 17.23 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 10.28 \text{ kN.m}$$

$$F_U = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{10.28}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 52.88 > T_U = 17.23 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inf\^erieures ne sont pas soumises \^a un effort de traction.

III.3.3.5-Entra\^nement des armatures :

- **V\^erification de la contrainte d'adh\^erence :**

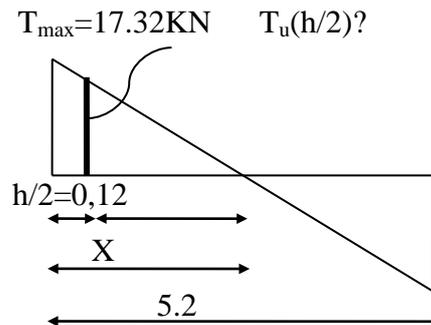
$$\tau_{u_{ser}} = T/0.9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi \cdot s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 17.23 \times 10^3 / 0.9 \times 21.6 \times 3.14 \times 3 \times 10^2 = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition v\^erifi\^ee}$$

- **Charges prises en comptes :**



1-charge avant mise de revêtement : $j = 3.3 \times 0.65 = 2.14 \text{ kN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 6.18 \times 0.65 = 4.01 \text{ kN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (6.18+1) \times 0.65 = 4.66 \text{ kN/m}$

- Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0.85 \times j \times L^2 / 8 = 6.17 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0.85 \times G \times L^2 / 8 = 11.52 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0.85 \times P \times L^2 / 8 = 13.38 \text{ kN.m}$$

- Calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \times Z} = \frac{6.17 \times 10^3}{3.39 \times 0.9 \times 21.6} = 93.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \times Z} = \frac{11.52 \times 10^3}{3.39 \times 0.9 \times 21.6} = 174.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_p}{A_s \times Z} = \frac{13.38 \times 10^3}{3.39 \times 0.9 \times 21.6} = 203.02 \text{ MPa}$$

- Calcul des coefficients: $f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = 0.013 \quad ; \lambda_i = 3.16 \quad ; \lambda_v = 1.26$$

- Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.013 \times 93.62) + 2.1} \right] = 0.47$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.013 \times 174.8) + 2.1} \right] = 0.67$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.013 \times 203.02) + 2.1} \right] = 0.70$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1.1 I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}$$

$$I_{Fj} = \frac{1.1 \times 6465.16}{(1 + 3.16 \times 0.47)} = 23450.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 3.16 \times 0.67)} = 20909.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 3.16 \times 0.7)} = 20013.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{1.1 \times 52980}{(1 + 3.16 \times 0.67)} = 20909.15 \text{ cm}^4$$

- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_{ij} = \frac{3.75 \times 5.2^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 23450} = 0.013$$

$$F_{ig} = \frac{12.19 \times 5.2^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 20909} = 0.049$$

$$F_{ip} = \frac{18.92 \times 5.2^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 20013} = 0.079$$

$$F_{iv} = \frac{12.19 \times 5.2^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 20909} = 0.049$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0.013 - 0.049 + 0.079 - 0.049 = 0.006 < 1.04$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 520/500 = 1.04 \text{ cm.}$$

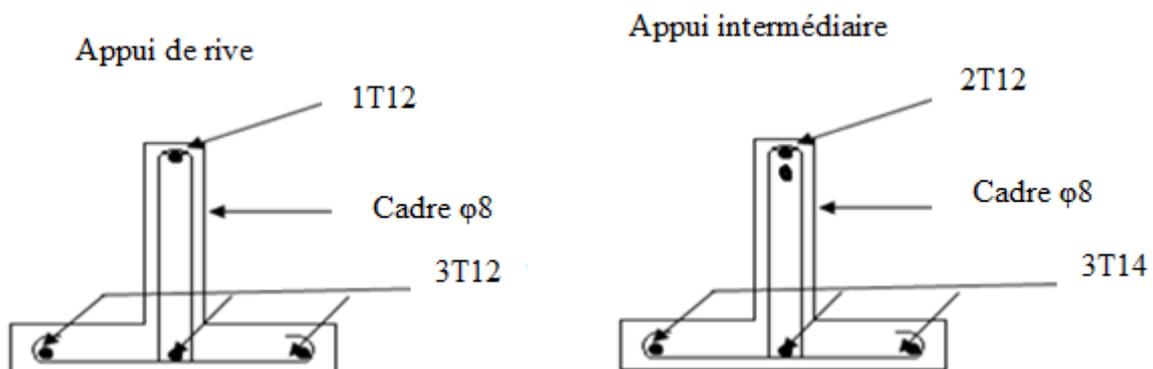


Figure III.14: Disposition constructive des armatures des poutrelles de terrasse

III.4-Calcul de la dalle plane :

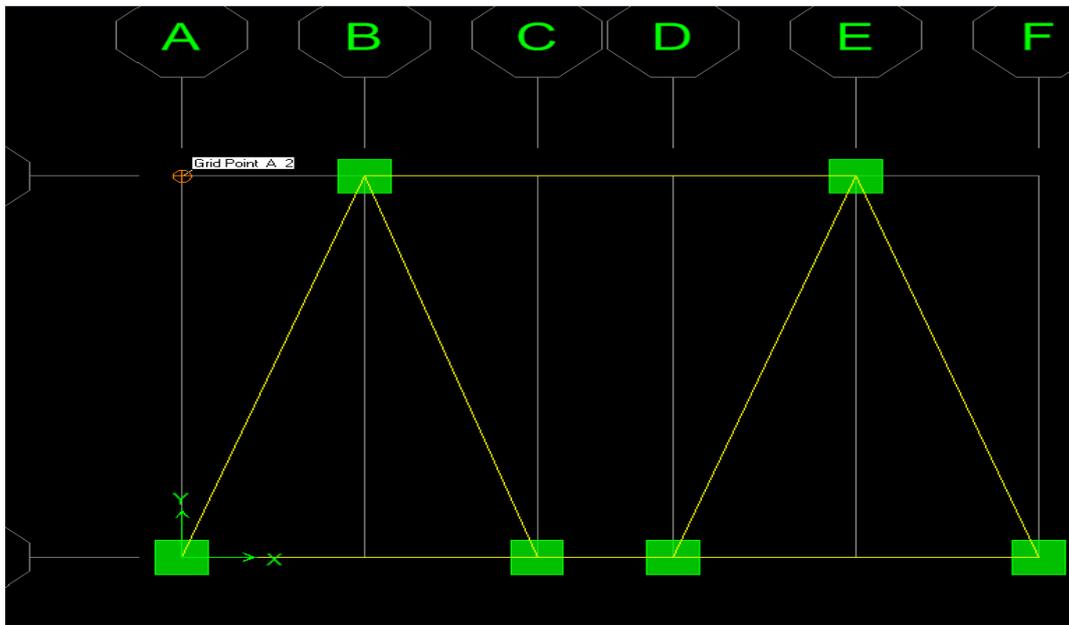


Figure III.15 : vu en plan de la dalle plane

III.4.1-Chargement :

$L_x = 5.45 \text{ m}$ et $L_y = 8.1 \text{ m}$ et $h_0 = 12 \text{ cm}$

Poids propre : $G = 5.24 \text{ KN} / \text{m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 14.57 \text{ KN} / \text{m}^2$,

III.4.2- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{8.1} = 0.67$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

III.4.3-Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = 24.80 \text{ KN/m}$$

$$M_{0y} = 12.18 \text{ KN/m}$$

III-4.4-Les moments retenus sont :

a) En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 21.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 10.35 . m$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = 0,40M_{0x} = 9.92KN.m$$

III.4.5-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 10.8 \text{ cm}$; $f_c=400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée :

a-1) Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 21.08KN/m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21.08 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0.127 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0.9315$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.08 \times 10^3}{0.9315 \times 10.08 \times 348} = 6.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12 p.m. 6.79cm²/m**, avec un espacement de 16cm.

a-2) Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 10.35KN / m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.35 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,968$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.35 \times 10^3}{0,968 \times 10.8 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 9.92 \text{ K N. m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.92 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.92 \times 10^3}{0,991 \times 10.8^2 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

III.4.6-Condition de non fragilité :**III.4.6.1-Condition de non fragilité**

Puisque $h_0 = 12 \text{ cm}$ et $\alpha = 0,67$ on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

b) Sens L_x

$$A_x = 6.16 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1.11 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.6.2- Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.6.3-Disposition du ferrailage :**1- Arrêt des barres :**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 49,3\phi = 49,3 \times 1.4 = 69.02 \text{ cm.}$$

a)-Arrêt des barres sur appuis :

- 1) $\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$
- 2) La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$
- 3) Avec: Φ : diamètre d'une barre.
- 4) $L_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 49,29 \text{ cm}$

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(69,02 \text{ cm} ; 95 \text{ cm}) = 95 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(69,02 \text{ cm} ; 47,5 \text{ cm}) = 69,02 \text{ cm}$$

b)-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{545}{10} = 54,5 \text{ cm on adopte } 55 \text{ cm}$$

III.4.7- Vérifications :**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{75,12 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,69 \text{ MPa}$$

pour une fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$.

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{75,12}{0,9 \times 10,8 \times 24,61 \times} = 0,31 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 4$

μ : Périmètre d'armatures tendues $4T14=24.61$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou à haute adhérence

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 0,31 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.7.1- La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{adpt} = 6.16 \text{ cm}^2 \\ M_{ser} = 30.14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a)- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 92.4y - 997.92 = 0 \rightarrow y_1 = 3.44 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b)-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.44^3}{3} + ((15 \times 6.16)(10.8 - 3.44)^2) = 6362.20 \text{ cm}^4$$

c)-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{30.14 \times 10^3}{6362.20} \times 3.44 = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.14 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d)- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$.

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{30.14}{6362.20} \times (10.8 - 3.44) = 52.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e)-Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\left\{ F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \right.$$

f)- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 12 \times 6) + (15 \times 6.16 \times 10.8)}{(100 \times 12) + (15 \times 6.16)}$$

$$= 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6.35 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 5.65 \text{ cm}$$

g)- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 6.35^3}{3} + \frac{100 \times 5.65^3}{3} + (15 \times 6.16) \times (10.8 - 6.35)^2$$

$$= 14663.65 \text{ cm}^4$$

h)-Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} \right] = \frac{5.45^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 14663.65} \times [36.24] = 0,012 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1.05 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0.012 \text{ cm} < F_{adm} = 1.05 \text{ cm}$ Condition vérifiée

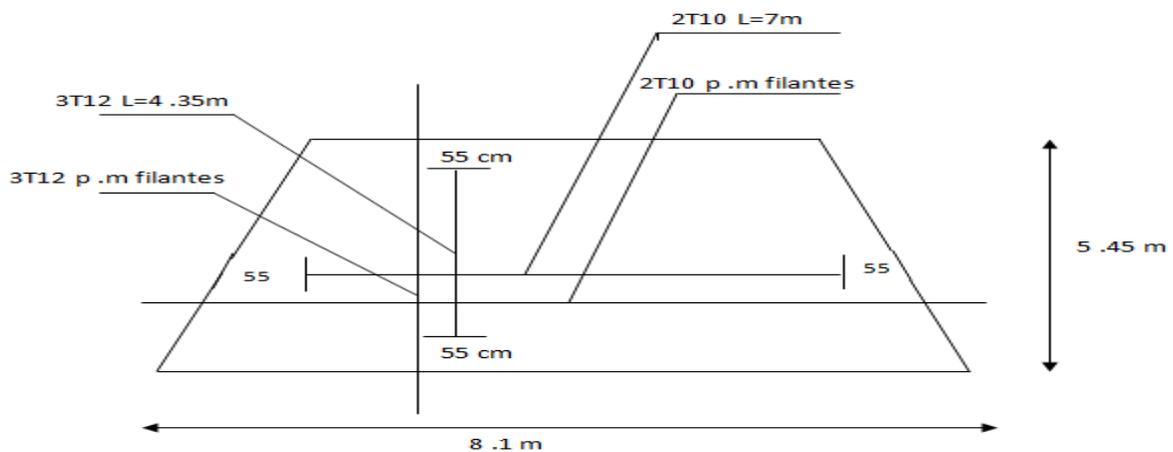


Figure III.16 :.Armatures supérieur (en travée)

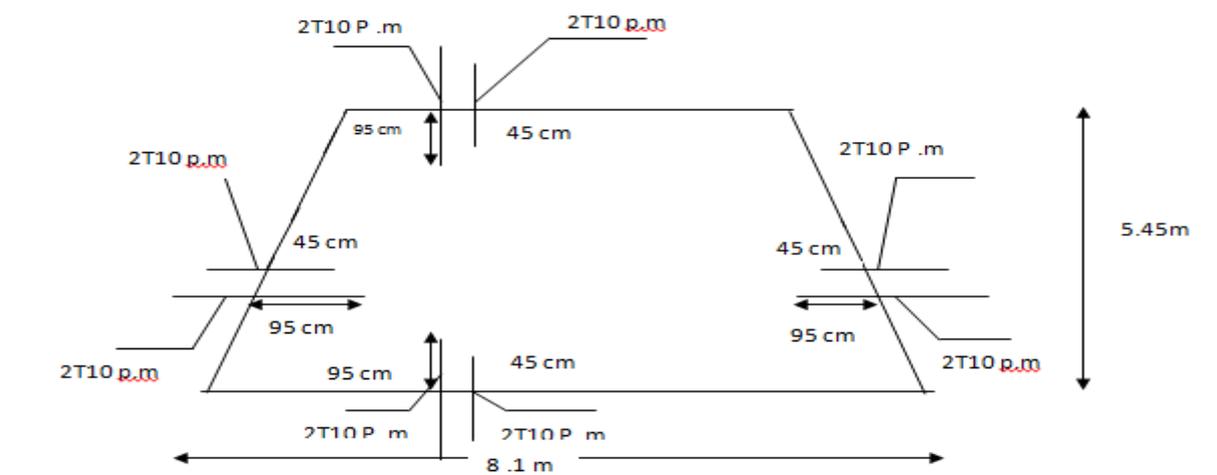


Figure III.17 .Armatures inferieur (sur appuis)

Ferraillage des éléments non structuraux

VI-Introduction :

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, ...etc.) et donner lieu à des désordres importants s'il ne sont pas conçus pour résister aux acrotères ; poutrelle ; balcons ; mur ; ...etc.

Le ferraillage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/V2003**).

IV.1-L'acrotère :**IV.1.1-Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

IV.1.2-Charges sollicitant l'acrotère :**1.a- Charge permanent :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de

1m de longueur.

$$G = 25[(0.5 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + 0.5(0.02 \times 0.1)] \times 1$$

$$G = 1.71 \text{ kN/m}$$

1.b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$$

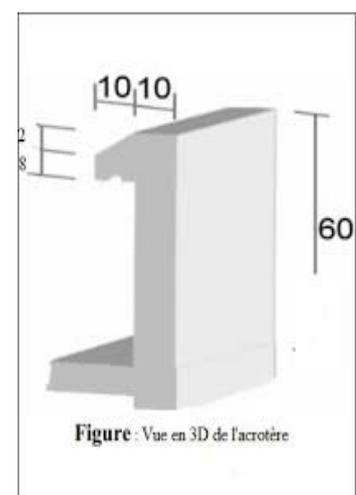


Figure IV.1.1 : Acrotère

IV.1.2.2-Charge aux états limites :**2. a-ELU :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bonde de 1m de longueur.

$$\begin{cases} N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN/m} \\ M_U = 1.5Qh = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.97 \text{ kN.m} \\ T_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN} \end{cases}$$

2. b-ELS :

$$\begin{cases} N_S = G = 1.71 \text{ kN/m} \\ M_S = Qh = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \\ T_S = Q = 1 = 1 \text{ kN} \end{cases}$$

IV.1.2.3-Enrobage :

Vu que la fissuration est non préjudiciable, on prend $C=C'=2\text{cm}$.

IV.1.2.4-Excentricité :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m} \\ \frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m} \end{cases}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armateurs.

IV.1.3-Calcul du ferraillage (ELU) :**IV.1.3.1-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_U = N_u \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.31 \left[0.9 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$(d - C')N_U - M_U \leq (0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C')N_U - M_U = ((0.09 - 0.02) \times 2.31) - 0.97 = -0.80 \text{ kN.m}$$

$$(0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h = ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02))14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1$$

$$= 24.79 \text{ kN.m}$$

$-0.8 < 24.79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

VI.1.3.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.996$$

VI.1.3.3-Calcul de la section d'armatures en :

3.a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0.31 - \frac{2.31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.1.3.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle :

4.a-les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1.71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23$$

$$= 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte **5T6p.m**; $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4.b-Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte : $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit: **5T6p.m**

IV.1.4-Les vérifications :

IV.4.1-Vérification des contraintes(E.L.S) :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.71 \times \left(0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21.15y - 190.35 = 0 \rightarrow y = 1.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1.75^3}{3} + (15 \times 1.41 \times (9 - 1.75)^2) = 1290.34 \text{ cm}^2$$

VI.4.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290.34} \times 1.75 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) : \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration pour

$$\overline{\sigma}_{st} : \min(266.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa}) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290.34} \times (9 - 1.75) = 54.78 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.78 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.4-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{kN/m}^2 = 0.017 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}; \text{Fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.5-Vérification du ferraillage vis-a-vis au séisme :

D'après le RPA99/V2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec : A: coefficient d'accélération de zone A=0.30

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1.71 \text{kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.82 \text{kN} < 1.5Q = 1.5 \text{kN}; \text{Condition vérifiée}$$

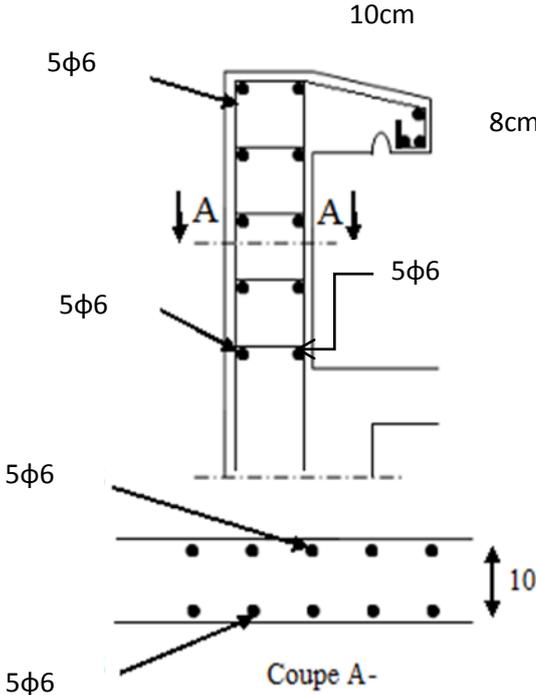


Figure IV.1.2 : Ferraillage de l'acrotère

IV-2-Ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatigant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

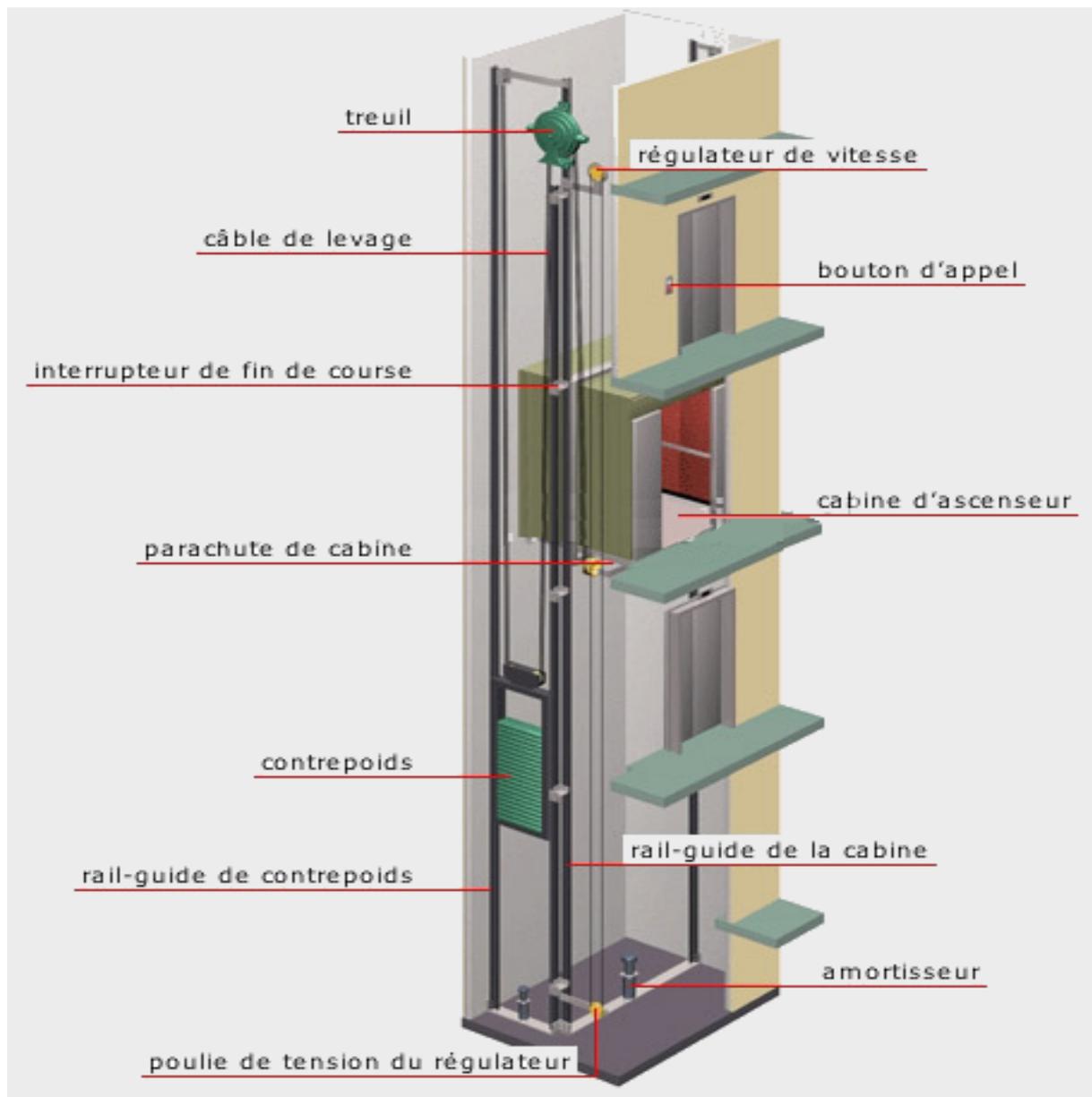


Figure IV. 3: Schéma d'un ascenseur

IV. 2.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

IV. 2.1.1- Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

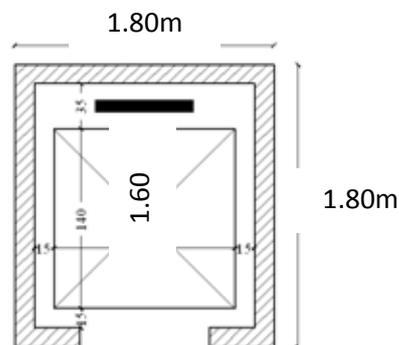


Figure IV.4: Schéma d'un ascenseur

Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 1,60 m

La hauteur de la course : 23.35 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

| | |
|--|---|
| Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$ | $M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$ |
| Poids de plancher : $S = 1,60 \times 1,75 = 2,8 \text{ m}^2$ | $M_2 = 110 \times 2,8 = 308 \text{ kg}$ |
| Poids du toit : | $M_3 = 20 \times 2,8 = 56 \text{ kg}$ |
| Poids l'arcade : | $M_4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$ |
| Poids de parachute : | $M_5 = 40 \text{ kg}$ |
| Poids des accessoires : | $M_6 = 80 \text{ kg}$ |
| Poids des poulies de moulage : | $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$ |
| Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$ | $M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 124 \text{ kg}$ |

Tableau-III-1-Poids mort de l'ascenseur

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1192,8 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

IV.2.1.2-Calcul dès la charge total q_u :

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M_g = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{22413,6}{0,85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

b) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 33,25 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 33,25 = 34,20 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 34,20 = 1902,00 \text{ kg}$$

c) Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1904,4} = 14,55 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de la charge permanente total G :

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 36,60 = 3959,7 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,10 \text{ kg}$$

IV.2.1.3-Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6358,10 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,10}{4} = 1589,53 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuilletmoyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1589,53 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement,

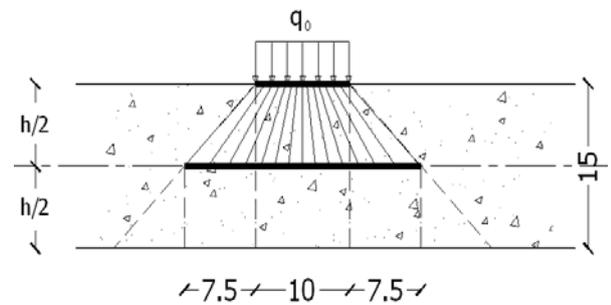


Figure-IV.5--Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

IV.2.2-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

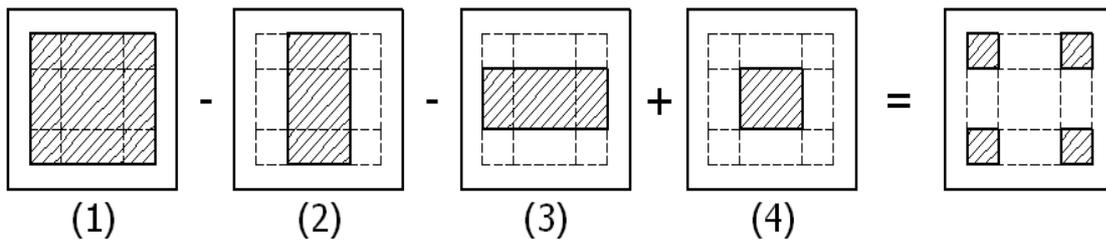


Figure-IV.6-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

IV2.2.1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

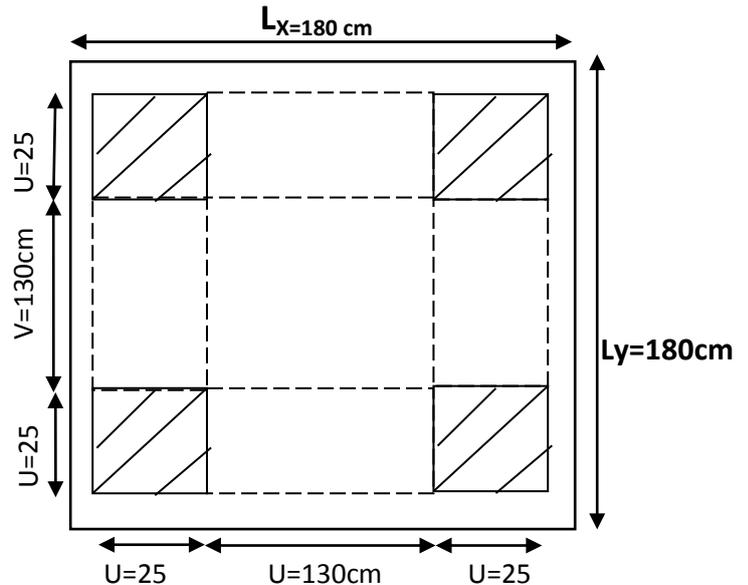
$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$



FigureIV.7-Dessin montrant la concentration

IV)2.2.2-Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

$$\text{Al'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1589,53}{0,25^2} = 25432,48 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1.80\text{m}$ et $L_y = 1.80\text{m}$,

| Rectangle | $\frac{u}{L_x}$ | $\frac{v}{L_y}$ | M_1 | M_2 | S (m ²) | P' (Kg/m ²) | P=P'.S (Kg) | M_x (Kg,m) | M_y (Kg,m) |
|-----------|-----------------|-----------------|-------|-------|------------------------|----------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | | | | | | | | |
| 1 | 0.77 | 0.77 | 0.064 | 0.064 | 3.24 | 25432,48 | 82401.24 | 5273.70 | 5273.70 |
| 2 | 0.50 | 0.77 | 0.079 | 0.079 | 1.26 | 25432,48 | 32044.92 | 2531.55 | 2531.55 |
| 3 | 0.77 | 0.50 | 0.073 | 0.073 | 1.26 | 25432,48 | 32044.92 | 2531.55 | 2531.55 |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.090 | 0.090 | 0.81 | 25432,48 | 20600.31 | 1854.03 | 1854.03 |

Tableau-IV.2-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

IV.2.2.3-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 2064.63 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 2064.63 \text{ kg, m}$$

IV.2.2.4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

a) Chargement :

$$L_x = 1.80 \text{ m et } L_y = 1.80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{180} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1.00$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 78.24 \text{ kg. m et } M_{y2} = 78.24 \text{ kg. m}$$

C) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 2064.63 + 78.24 = 2142.87 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 2064.63 + 78.24 = 2142.87 \text{ kg, m}$$

IV.2.2.5-Les moments retenus sont :

a) En travée :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0x} = 1821.44 \text{ kg. m}$$

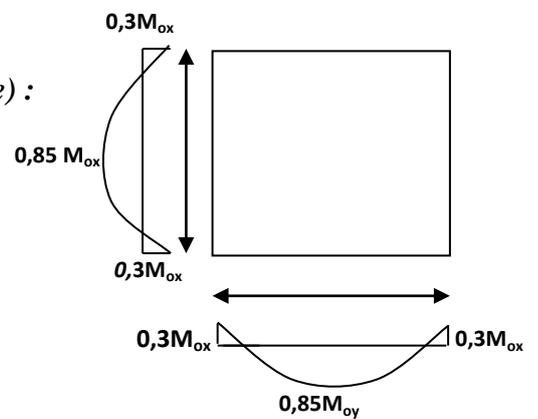


Figure-IV-8-Moments de la dalle

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,30M_{0x} = 642.86 \text{ kg.m}$$

IV-2.3-Calcul du ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée :**a-1) Sens L_x :**

Sens $L_x = L_y$

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1821.44 \text{ kg.m} = 18214.4 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18214.4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0.964$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18214.4}{0.964 \times 13,5 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 642.86 \text{ kg.m} = 6428.6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6428.6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0.988$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6428.6}{0.988 \times 13,5 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.2.3.1-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 4.02 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

IV.2.3.2-Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée :**a-1) Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

a-2) Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T10 \text{ p, m} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.2.3.3-Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 3,94 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,80}{3} = 3,94 \text{ kN}$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{1589,53 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,19 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,94 + 21,19 = 25,13 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,94 + 21,19 = 25,13 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 25,13 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{25,13 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,186 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,186 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

IV.2.3.4-Vérification à l'E.L.S :

IV.2.3.4.1-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3959,7 + 675) \frac{1}{4} = 1158,68 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1158,68}{0,25^2} = 18538,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 18538,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1.80 \text{ m}$ et $L_y = 1.80 \text{ m}$

| Rectangle | $\frac{u}{L_x}$ | $\frac{v}{L_y}$ | M_1 | M_2 | S (m ²) | P' | P=P'.S | M_x | M_y |
|-----------|-----------------|-----------------|-------|-------|------------------------|----------------------|----------|---------|---------|
| | | | | | | (Kg/m ²) | (Kg) | (Kg,m) | (Kg,m) |
| 1 | 0.77 | 0.77 | 0.064 | 0.064 | 3.24 | 18538,88 | 60065.97 | 1423.78 | 1423.78 |
| 2 | 0.50 | 0.50 | 0.079 | 0.079 | 1.26 | 18538,88 | 23358.98 | 1757.48 | 1757.48 |
| 3 | 0.77 | 0.77 | 0.073 | 0.073 | 1.26 | 18538,88 | 23358.88 | 1624.01 | 1624.01 |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.090 | 0.090 | 0.81 | 18538,88 | 15016.49 | 2002.20 | 2002.02 |

Tableau-IV.3-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

IV.2.3.4.2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 44.31 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 44.31 \text{ kg, m}$$

IV.2.3.4.3-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

$$L_x = 1.80 \text{ m et } L_y = 1.80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

IV.2.3.4.4-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.441 \text{ et } \mu_y = 1.00 ; \text{ Tirée de l'abaques}$$

Donc : $M_{0_{xr}} = 678.70 \text{ kg.m}$ et $M_{0_{yr}} = 678.70 \text{ kg.m}$

IV.2.3.4.5-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0_x} = M_{0_y} = M_{0_{xc}} + M_{0_{xr}} = 44.31 + 678.70 = 723.01 \text{ kg.m}$$

IV.2.3.4.6-Les moments retenus :

a) En travée :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0_x} = 614.56 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,30M_{0_x} = 216.90 \text{ kg.m}$$

IV.2.3.4.7-Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

a-1) En travée :

$$M_{tx} = 6145.6 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a-2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a-3) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6145.6}{6087,13} \times 3,13 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2,84 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

b-1) Sur appuis :

$$M_a = 2169 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

b-2) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b-3) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,13 \text{ cm}^4$$

b-4) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2169}{6087,13} \times 3,13 = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Suivant L_y :

a-1) En travée :

$$M_{ty} = 2874,3 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a-2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a-3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6145,6}{6087,13} \times 3,13 = 3,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,48 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

IV.2.3.5-Disposition du ferraillage :**IV.2.3.5.1-Arrêt des barres :**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25$ MPa,

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,00 = 40 \text{ cm},$$

IV.2.3.5.2-Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

IV.2.3.5.3-Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

IV.2.3.5.4-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25cm

IV.2.3.5.5-Armatures finales :**a) Suivant L_x :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.2.3.6-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15$ cm,

On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferraillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

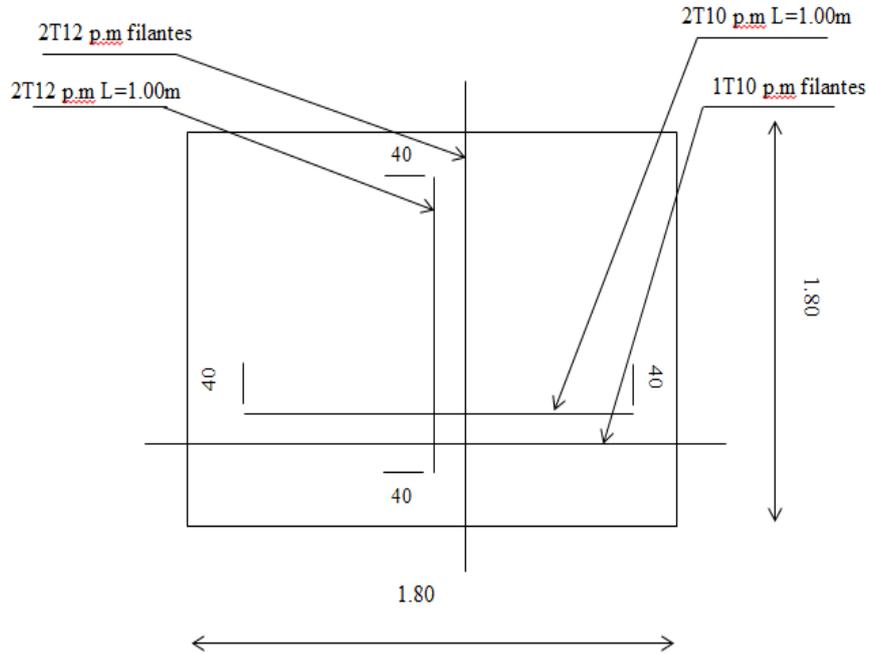


Figure-IV.9-Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

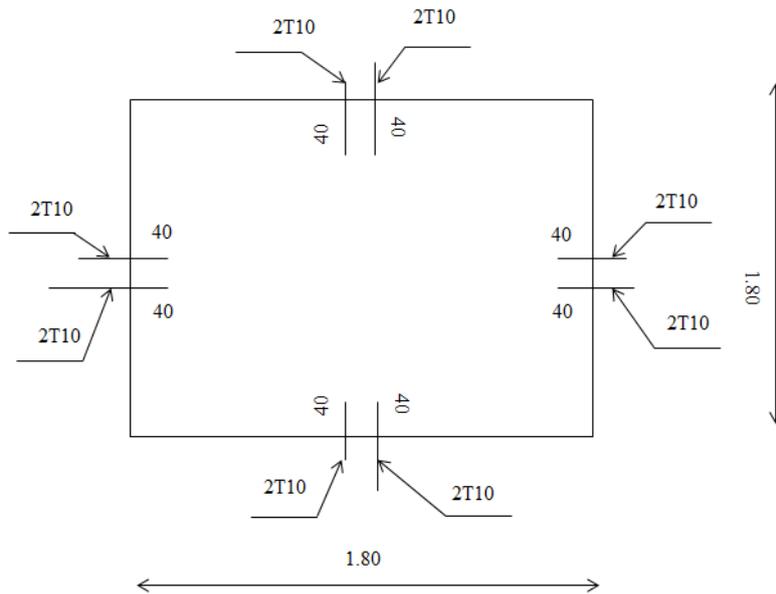


Figure-IV.10-Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

IV-3.Escaliers

IV -3.1.Introduction

L'escalier : 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'embranchement**: largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

– **La hauteur de marche**: distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

– **Le giron**: distance horizontale mesurée entre les nez de deux *marches* consécutives. Les giron des marches de l'escalier intérieur varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

– **La contremarche**: désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

– **La marche**: surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

– La **marche droite**, de forme rectangulaire.

La **marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.

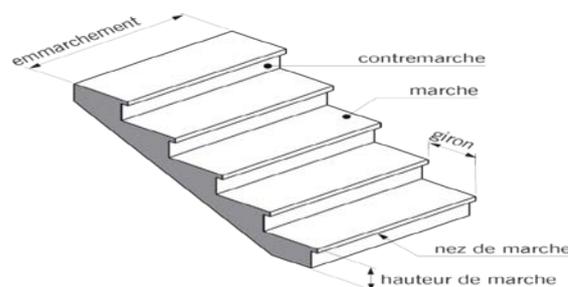
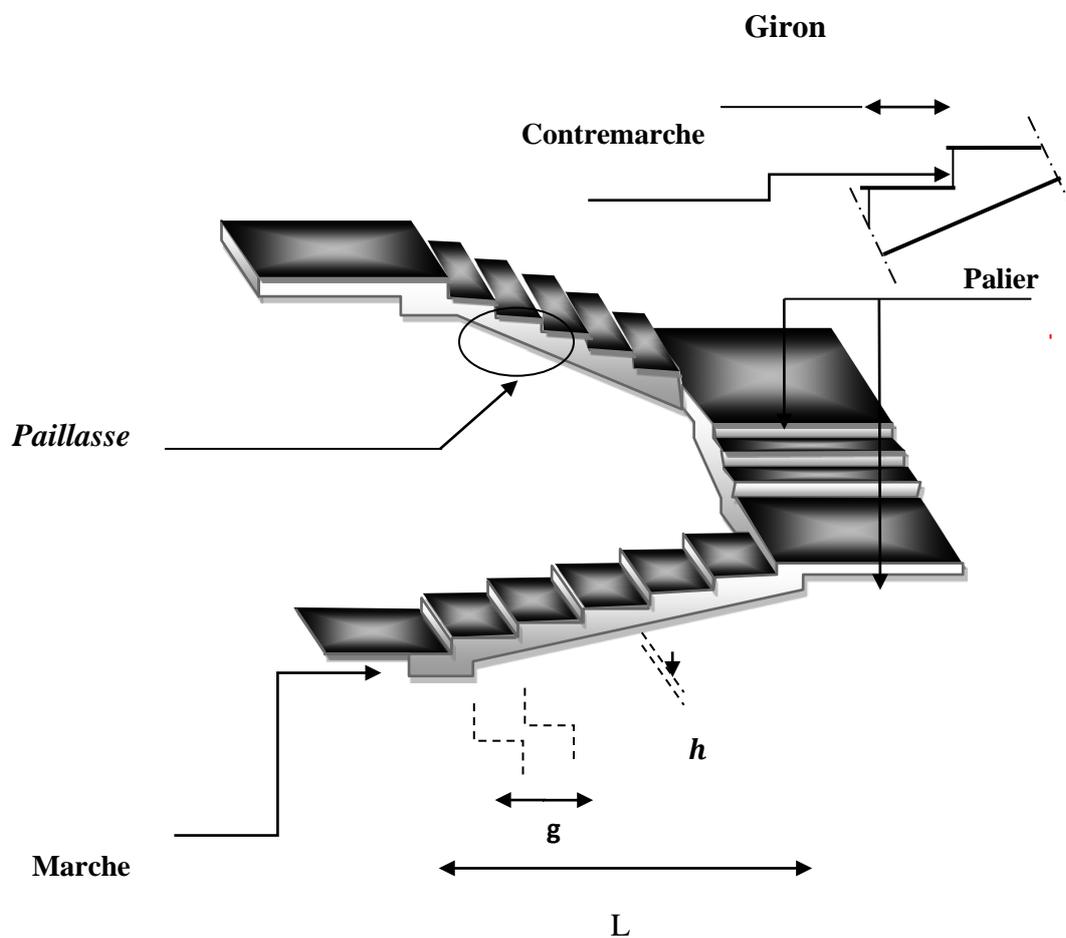


Figure :IV.11-Volée d'escalier

- **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers
- **Le palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication** : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- **Le palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première



m: Pas.H :Hauteur d'escalier.L : Largeur de l'escalier

Figure-IV.12-Vue de dessus de trois volées d'escalier

Notre bâtiment dispose 2 types d'escalier :

Type 1: escalier a 3 volé se trouve 1^{er} étages jusqu'au dernier étage

Type 2 : escalier a 1 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au 1^{er} étages

IV.3.2- Étude d'escaliers

Escalier à marche consoles, ce type d'escalier la marche est encastrée dans un mur voile.

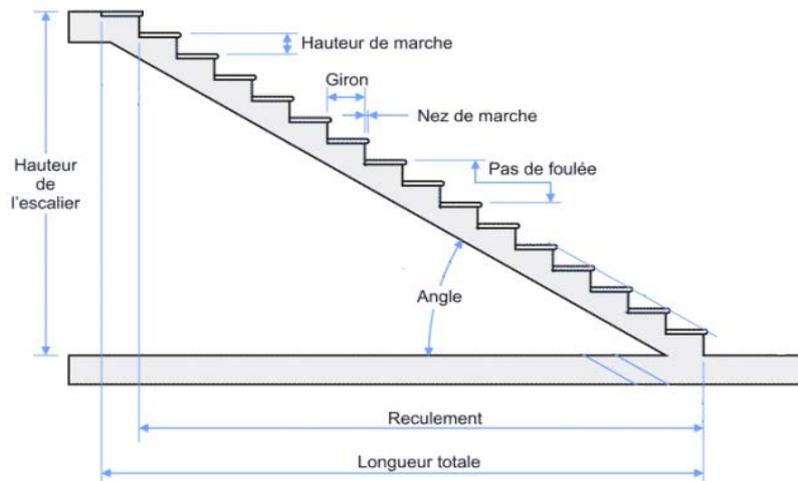


Figure IV.13.Coupe de l'escalier console

a)- Dimensionnement des marches et contre marches :

On a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

La solution de l'équation est : $n = 17$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 16$ (nombre de marche)

$$h = 17.5 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm } L = 315 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17.5) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17.5}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 30.25^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

b)- Épaisseur de la volée (e_v) :

$e_v = 4 \text{ cm}$

Section de calcul (marche +paillasse) :

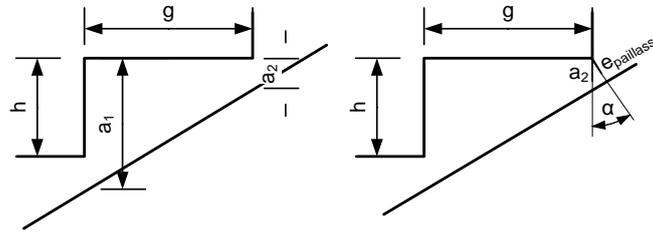


Figure IV.14: Escalier console

$$heq = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} + \frac{h}{2} + a2 = \frac{epaillasse}{\cos\alpha} = \frac{17.5}{2} + \frac{4}{0,86} = 13,4\text{cm}$$

$heq = 13.40 \text{ cm}$

IV.3.2.1- Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

1) Marche :

| N=0 | Désignation | G (m) | Ep (m) | densité kN/m^3 | Poids kN/m |
|-----|--|----------|--------|------------------|------------|
| 1 | Revêtement en carrelage horizontal | 0,3 | 0,02 | 20,00 | 0,12 |
| 2 | Mortier de ciment horizontal | 0,3 | 0,02 | 20,00 | 0,12 |
| 3 | Lit de sable | 0,3 | 0,02 | 18,00 | 0,108 |
| 4 | Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g | 0,3 | 0,02 | 20,00 | 0,072 |
| 5 | Mortier de ciment vertical ep x20x h/g | 0,3 | 0,02 | 20,00 | 0,072 |
| 6 | Poids propre des marches/paillasse $heq \times \gamma_{ba} \times g$ | 0,3 | 0,136 | 25,00 | 1,02 |
| 7 | Garde- corps | 0,3 | / | 0,10 | 0,03 |
| 8 | Enduit en plâtre | 0,3/0,86 | 0,02 | 10,00 | 0,07 |

Tableau IV.4 descente de charges de marche

Charge permanente : $G=1,54\text{kN/ marche}$

Surcharge d'exploitation (poids de deux personnes) : $Q=150 \text{ kgf} =1,5\text{kN/marche}$

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 4,33 \text{ kN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 3,04 \text{ kN/marche}$$

$$\begin{cases} q_u = 4,33 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 3,04 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

IV.3.2.2-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$G_{\text{garde-Corps}} = 0,03 \times 1 = 0,03 \text{ kN}$$

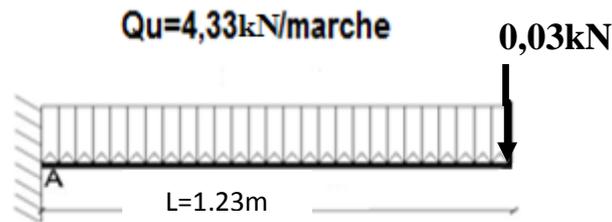


Figure IV.15: Schéma statique d'une marche console.

1) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$M_{\text{max}} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -\frac{4,33 \times 1,23^2}{2} - 0,03 \times 1,23 = -3,23 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = q_u \times l = 4,33 \times 1,23 = 5,32 \text{ kN}$$

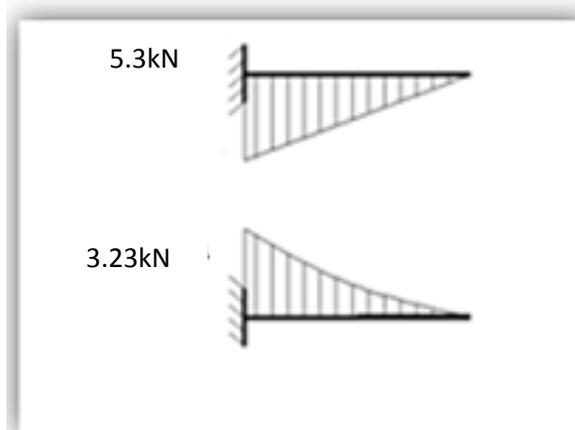


Figure IV.16 : Diagramme de l'effort tranchant et moments fléchissant

IV.3.2.3 Ferrailage de la marche :

Le moment ultime :

$$M_{\text{max}} = -3,23 \text{ kN.m} ; h_{eq} = 13,40 \text{ cm} ; d = 12,06 \text{ cm}$$

$$b = g = 30 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,23 \times 10^3}{30 \times 12,06^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,973$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,23 \times 10^3}{0,973 \times 12,06 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

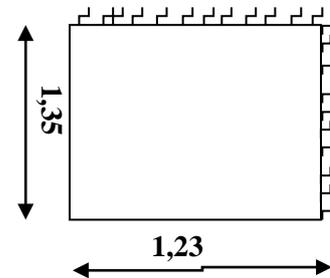
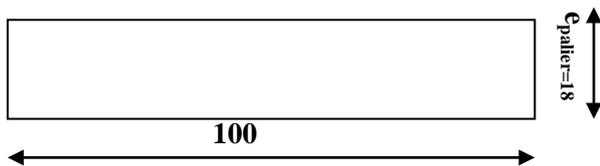
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 12,06 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

On adopte **2T12** avec : soit $2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

IV.3.2.4-Le palier ;

Un sel type de palier « console »

Section a étudié



Palier consol

| N ⁰ | Désignation | Ep (m) | densité KN/m ³ | Poids KN/m |
|----------------|---|-----------|------------------------------|---------------|
| 1 | Revêtement en carrelage horizontal | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 2 | Mortier de ciment horizontal | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 3 | Lit de sable | 0,03 | 20 | 0,6 |
| 4 | Poids propre de palier $\gamma_{ba} \times e_p$ | 0,18 | 25,00 | 4,50 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,015 | 10,00 | 0,15 |

Tableau IV.5.descente de charges du palier

$$G = 6,05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35(6,05) + 1,5(2,5) = 11,92 \text{ kN/m}$$

$$11,92 \times 1\text{m} = 11,92 \text{ kN/ml}$$

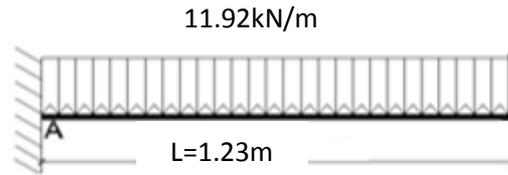


Figure IV.17: Schéma statique d'un palier console.

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{11,92 \times 1,23^2}{2} = -9,02 \text{ kN.m}$$

Ferraillage du palier :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,02 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,988$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,02 \times 10^3}{0,988 \times 16,2 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On a $A_s < A_{\min}$ donc :

On prend comme choix **4T10 p.m.** soit $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Dans l'autre direction on garde le même choix de ferraillage **4T10 p.m.** soit $3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.3.2.5- Les vérifications :

- **La marche**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 12,06 \times 2,1}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{5,32 \times 10}{30 \times 12,06} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.6- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser \max} = -2,19 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 33,9y - 417 = 0 \rightarrow y = 4,26\text{cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,26^3}{3} + (15 \times 2,26)(12,3 - 4,26)^2 = 2964,44\text{cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,19 \times 10^3}{2964,44} \times 4,26 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

2) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 2964,44} \times \left[\frac{8,58 \times 1,20}{8} + \frac{0,036}{3} \right] = 0,23\text{cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,23 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Le PALIER :**

$$Q_u = 1,35(6,05) + 1,5(2,5) = 11,92 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 6,05 + 2,5 = 8,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{max} = 11,92 \times 1,2 = 14,30$$

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1}{400} = 1,96\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{14,30 \times 10}{100 \times 16,2} = 0,088 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.7- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S : PALIER

$$M_{ser \max} = -8,55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 47,1y - 763,02 = 0 \rightarrow y = 5,73 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 5,37^3}{3} + (15 \times 3,14)(16,2 - 5,73)^2 = 7044,47 \text{ cm}^4$$

3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,55 \times 10^3}{7044,47} \times 5,73 = 6,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,95 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche :

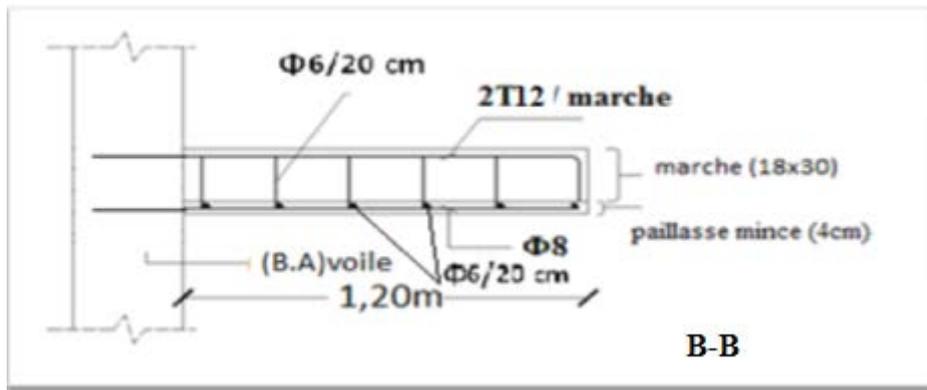
On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} F = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \end{array} \right.$$

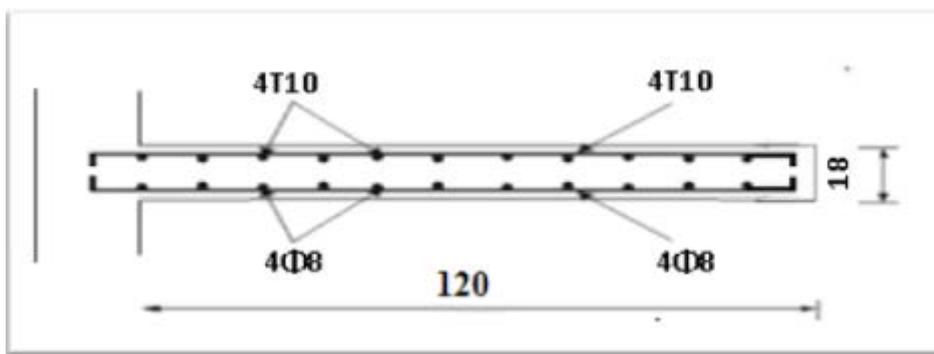
$$F = \frac{Ql^4}{8EI} = \frac{11,92 \times 1,20^4 \times 10^2}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 7044,47} = 0,13 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,13 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

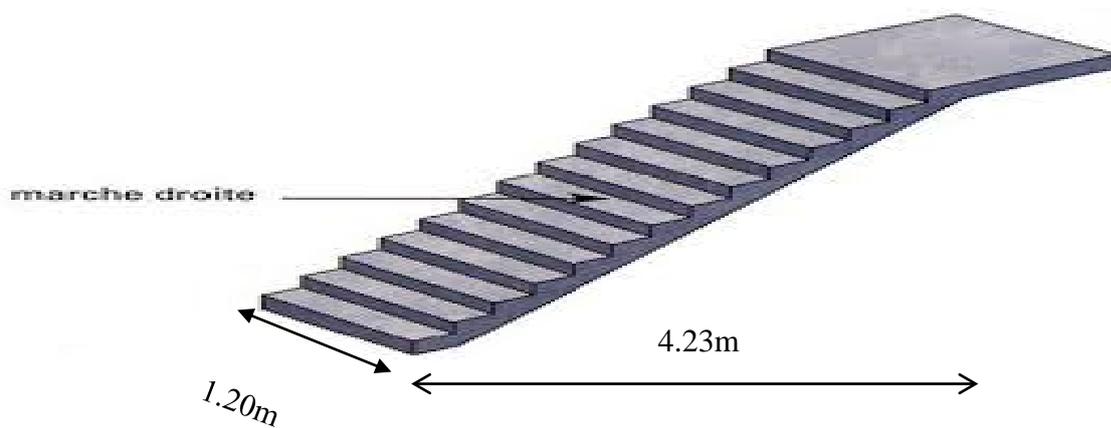


IV.18: Ferrailage d'une marche console coupe B-B



IV.19: Ferrailage du palier

VI.3.3-Escalier droit à une seule volée :



b)- Dimensionnement des marches et contre marches :

On a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

La solution de l'équation est : $n = 16$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 15$ (nombre de marche)

$$h = 17 \text{ cm et } g = 28 \text{ cm } L = 423 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 28 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{28} = 0.60 \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.85$$

VI.3.3.1-Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{423}{30 \times 0.86} \leq e_v \leq \frac{423}{20 \times 0.85}$$

$$16.58 \leq e_v \leq 24.88$$

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

Emmarchement : $E=1.20 \text{ m}$

IV.3.3.2- Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

2) Marche :

| N ^o | Désignation | Ep (m) | densité kN/m ³ | Poids kN/m |
|----------------|--|-----------|------------------------------|---------------|
| 1 | Revêtement en carrelage horizontal | 0,03 | 20,00 | 0.60 |
| 2 | Mortier de ciment horizontal | 0,02 | 20,00 | 0.40 |
| 3 | Revêtement en carrelage vertical c _h x h/g | 0,03 | 20,00 | 0.34 |
| 4 | Mortier de ciment vertical M _h x h/g | 0,02 | 20,00 | 0,23 |
| 5 | Poids propre de paillasse e _p x γ _{ba} /cosα | 0,136 | 25,00 | 5.95 |
| 6 | Poids propre des marches γ _B x h/2 | / | 22.00 | 1.70 |
| 7 | Enduit en plâtre | 0,015 | 10,00 | 0,17 |

Tableau IV.6 descente de charges de la marche

Charge permanente : G=9.39kN/ marche

Surcharge d'exploitation (poids de deux personnes) : Q=250 kgf =2,5kN/marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 16.42 \text{ kN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 11.89 \text{ kN/marche}$$

IV.3.3.3-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

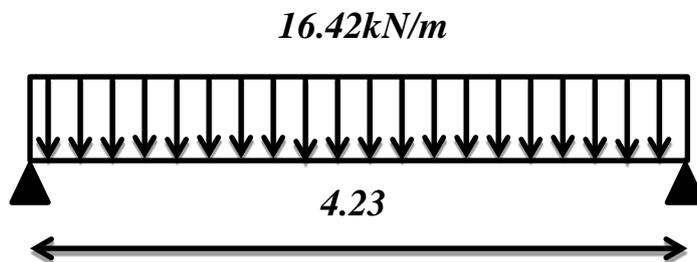


Figure IV.20: Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier) ELU

$$M_0 = \frac{16.42 \times 4.23^2}{8} = 36.72 \text{ kN/m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 14.68kN.m$$

$$M_t = 0.85M_0 = 13.95kN.m$$

VI.3.3.4-Ferraillage du palier :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0.030 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0.985$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.95 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 2.26cm^2 / ml$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17cm^2$$

On a $A_s > A_{min}$ donc :

On prend comme choix **5T12 p.m.** soit $3.39cm^2 / ml$

VI.3.3.5-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \rightarrow 2.01 cm^2 / m^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{14.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.032$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.68 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.38cm^2 / ml$$

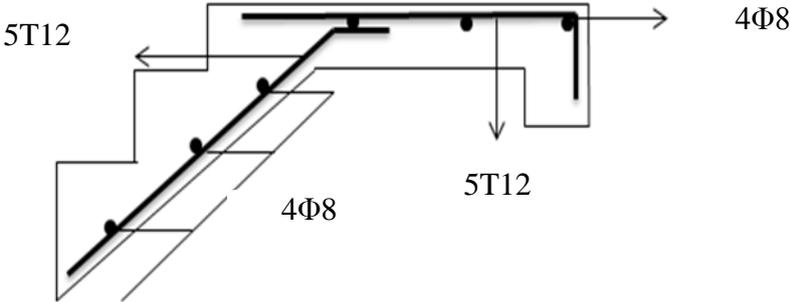


Figure IV.21 : ferraillage d'escalier d'une seule volée

Etude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres: certaines s'écartant, d'autres convergentes, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leur appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2- Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte

implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse : Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.1-Analyse Modale Spectral :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.2-Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismique, on utilise le logiciel « ETABS 9.6 » qui contient différents méthode de calcul sismique (Reponse Spectrum Function ; Time HistoryFunction...)

Pour notre cas, on a choisi « Reponse Spectrum Function ; Time HistoryFunction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivant :

-Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre).

- Seul le déplacement horizontal pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre des modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.3.3-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) La période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} .

$$T_{dyn} < 1.3T_{sta}$$

- 2) 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{ds} > 80\%V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\%V_{st}$$

- 3) Le facteur de participation massique dépasse 90% : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki})^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

-On doit calculer les valeurs des coefficients de participation massiques.

- 4) Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \delta_K \text{ avec } \bar{\delta}_K = R\delta_{eK}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- δ_k : Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

- 5) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k \geq 0.20$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

V.4- Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

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

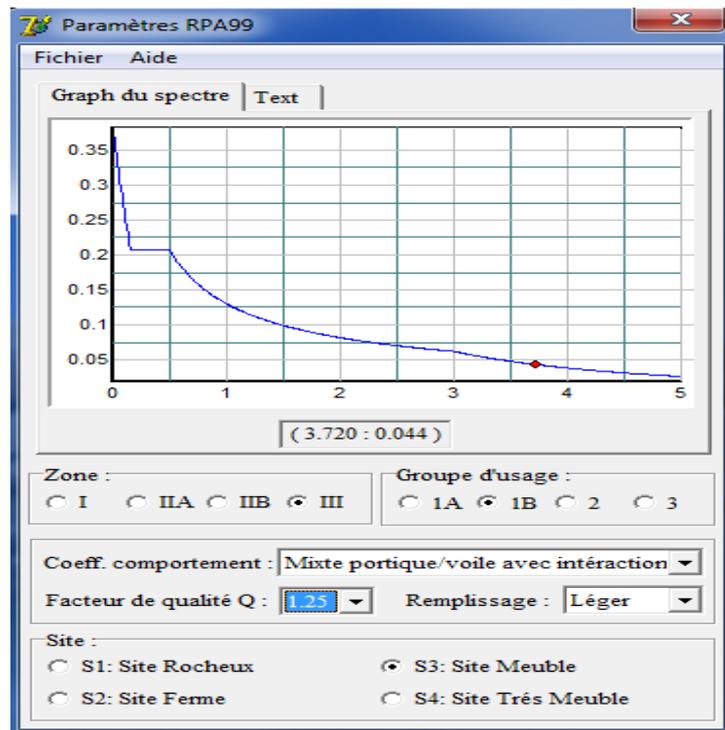


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.4.3- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquées à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/V2003 :

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

Avec :

-A : Le coefficient d'accélération de zone B1 est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone III avec un groupe d'usage B1.

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

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

✓ Donc : A=0.30

-D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, de la facture de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

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

| Remplissage | Portique | | Voiles ou mur |
|-------------|----------|-------|-----------------------|
| | Béton | Acier | Béton arme/Maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau V.2 : Pourcentage d'amortissement critique « ξ »

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau 4.2 du R.P.A 2003 $\xi=6\%$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivant :

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

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0.935$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou des méthodes analytiques ou numériques.

$$\begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} \\ h_N = 20.35m \\ C_t = 0.05 (\text{donné par le tableau (4.6) du RPA2003}) \end{cases}$$

h_N = Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

C_t = Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est $\rightarrow T_{st} = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 23.35^{3/4} = 0.53 \text{sec}$

$I_x = 24m$

$I_y = 23m$

$$\rightarrow \begin{cases} T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} T = \frac{0.09 \times 23.35}{\sqrt{24}} = 0.42s \\ T = \frac{0.09 \times 23.35}{\sqrt{23}} = 0.43s \end{cases}$$

Sens(x) : $T_x = \min(0.42 ; 0.53) = 0.42s$

Sens(y) : $T_y = \min(0.43 ; 0.53) = 0.43s$

$(T_1; T_2)$: Période caractéristique associé la catégorie du sol : (**Tableau 4.7**)

| Sens | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T ₁ (Sec) | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| T ₂ (Sec) | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.7 |

Tableau V.3 : Valeurs de T1 et T2

On a un sol meuble → site 3 donc : $T_1=0.15$ sec et $T_2=0.5$ sec

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \rightarrow 0.5 \leq 0.53 \leq 3$

Et $\rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.24$

Q :Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

| Critère | Observé | Non observé |
|--|---------|-------------|
| 1. Condition minimales sur les filles de contreventement | 0 | 0.05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0.05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0.05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0.10 |

Tableau V.4 : Facteur de qualité

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10) = 1.25$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement.

R=5

V.4.4-Calcul des masses de la structure :

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation pour notre projet $\beta=0.20$

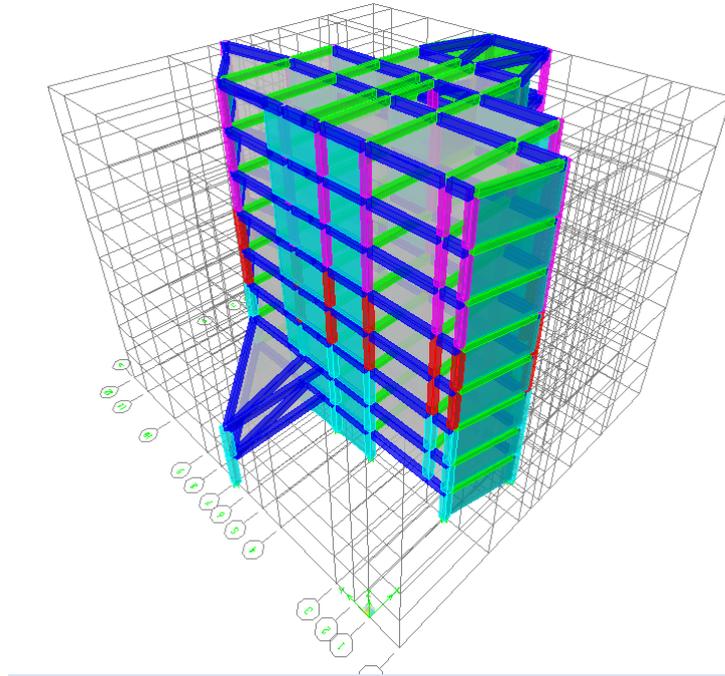


Figure V.2 :Modélisation de la structure avec ETABS

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|---|---------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0,20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : | |
| | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0,30 |
| | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0,50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1,00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0,60 |

Tableau V.5 : Valeurs du coefficient de pondération β

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 270.6205 + 309.2004 + 309.2004 + 311.8566 + 315.2925 + 318.3530 \\ + 323.8800 + 296.2252 = 2454.63kN$$

V.4.5- Définition des masses :

Le logiciel ETABS calcul automatiquement l'inertie massique

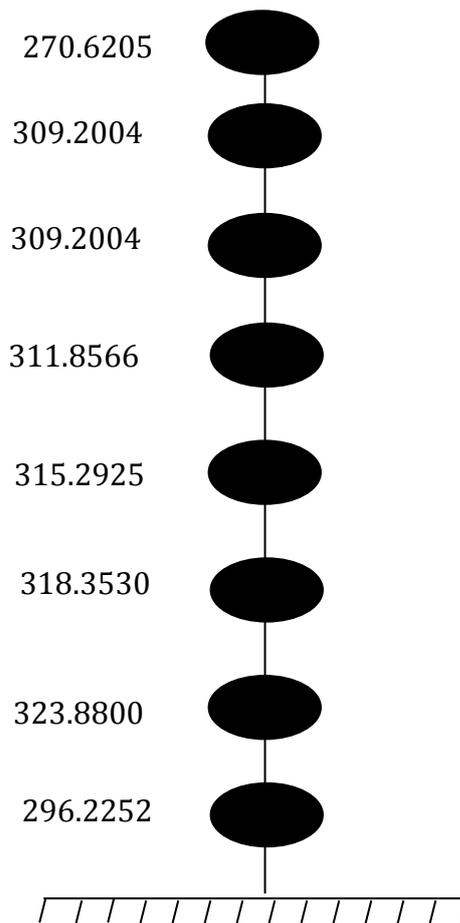


Figure V.3 : poids de chaque niveau de la structure (système de brochette)

V.5-Vérification des forces sismiques :

V.5.1-Le calcul de la force sismique totale : ($V_{dy} > 80\%V_{st}$) :

$$V_s = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.30 \times 2.24 \times 1.25 \times 2454.63}{5} = 412.38kN$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique d'ETABS :

| Forces sismique | $V_{dx}(kN)$ | $V_{dy}(kN)$ |
|-----------------|--------------|--------------|
| | 3527.78 | 3139.72 |

Tableau V.6 : valeurs de la force sismique totale

-sens longitudinale :

$$V_{dx} = 3527.78kN > 80\%V_s = 329.90 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-sens Transversal :

$$V_{dy} = 3139.72kN > 80\%V_s = 329.90 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.5.2-Vérification de la période fondamentale :

| Mode | Période |
|------|----------|
| 1 | 0.316607 |
| 2 | 0.292057 |
| 3 | 0.210619 |
| 4 | 0.082705 |
| 5 | 0.071777 |
| 6 | 0.053442 |
| 7 | 0.040986 |
| 8 | 0.034450 |
| 9 | 0.032926 |
| 10 | 0.029354 |
| 11 | 0.027293 |
| 12 | 0.024615 |

Tableau V.7 : valeurs de période

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0.3166s$

$$\checkmark T_{dyn} = 0.3166s < 1.3T_{sta} = 1.3 \times 0.53 = 0.68s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.5.3- Vérification des facteurs de participation massique :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 2454.63kN$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

-sens Transversal :

$$\sum \alpha_y = 90.56\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-sens Longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 91.55\% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.5.4- Les déplacements latéraux inter-étage :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; R = 4
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

| Niveau | Hauteur [cm] | Sens x-x | | | Sens y-y | | | $\bar{\delta}_k$ | Δ_k $\leq \bar{\delta}_k$ |
|--------|-----------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------|-----------------|-----------------|------------------|-------------------------------------|
| | | δ_{ek} [cm] | δ_k [cm] | Δ_k [cm] | δ_{ek} [cm] | δ_k [cm] | Δ_k [cm] | | |
| 7 | 300 | 0.006 | 0.030 | 0.0045 | 0.0046 | 0.0230 | 0.0035 | 3,00 | Vérifié |
| 6 | 300 | 0.0051 | 0.0255 | 0.0050 | 0.0039 | 0.0195 | 0.0035 | 3,00 | Vérifié |
| 5 | 300 | 0.0041 | 0.0205 | 0.0045 | 0.0032 | 0.0160 | 0.0035 | 3,00 | Vérifié |
| 4 | 300 | 0.0032 | 0.016 | 0.0045 | 0.0025 | 0.0125 | 0.0035 | 3,00 | Vérifié |
| 3 | 300 | 0.0023 | 0.0115 | 0.0045 | 0.0018 | 0.0090 | 0.0035 | 3,00 | Vérifié |
| 2 | 300 | 0.0014 | 0.007 | 0.0035 | 0.0011 | 0.0055 | 0.0020 | 3,00 | Vérifié |
| 1 | 260 | 0.0007 | 0.0035 | 0.0020 | 0.0007 | 0.0035 | 0.0020 | 2,60 | Vérifié |
| RDC | 275 | 0.0003 | 0.0015 | 0.0015 | 0.0003 | 0.0015 | 0.0015 | 2,75 | Vérifié |

Tableau V.8 : déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.5.5-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon le RPA 99 /v2003 (l'article 5.9) les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \times T \times V & \dots \dots \dots \text{si: } T > 0.7\text{sec} \\ F_t = 0 & \dots \dots \dots \text{si: } T < 0.7\text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0.53\text{sec} \leq 0.7\text{sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i

W_j : Niveau du plancher quelconque

$W_i; W_j$: Poids revenant au plancher $i; j$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $K-1$ » ;

h_k : Hauteur de l'étage « K »

Sens X :

| Niveau | W_i (kN) | P_k (kN) | Δ_k (m) | V_k (kN) | h_i (m) | Θ |
|-----------|------------|------------|----------------|------------|-----------|----------|
| 6 | 270.6205 | 270.6205 | 0.0045 | 918.49 | 3.00 | 0.00044 |
| 5 | 309.2004 | 579.209 | 0.0050 | 1630.61 | 3.00 | 0.00053 |
| 4 | 309.2004 | 889.0213 | 0.0045 | 2126.18 | 3.00 | 0.00062 |
| 3 | 311.8566 | 1200.8779 | 0.0045 | 2524.18 | 3.00 | 0.00071 |
| 2 | 315.2925 | 1516.1704 | 0.0045 | 2863.96 | 3.00 | 0.00080 |
| 1 | 318.3530 | 1834.5234 | 0.0035 | 3150.65 | 3.00 | 0.00067 |
| Mezzanine | 323.8800 | 2167.4434 | 0.0020 | 3391.55 | 2.60 | 0.00049 |
| RDC | 296.2252 | 2463.6287 | 0.0015 | 3527.78 | 2.75 | 0.00038 |

Tableau V.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (sens x)

Sens-Y :

| Niveau | W_i (kN) | P_k (kN) | Δ_k (m) | V_k (kN) | h_i (m) | Θ |
|-----------|------------|------------|----------------|------------|-----------|----------|
| 6 | 270.6205 | 270.6205 | 0.0045 | 815.87 | 3.00 | 0.00049 |
| 5 | 309.2004 | 579.209 | 0.0050 | 1451.71 | 3.00 | 0.00066 |
| 4 | 309.2004 | 889.0213 | 0.0045 | 1895.57 | 3.00 | 0.00070 |
| 3 | 311.8566 | 1200.8779 | 0.0045 | 2248.86 | 3.00 | 0.00080 |
| 2 | 315.2925 | 1516.1704 | 0.0045 | 2551.92 | 3.00 | 0.00089 |
| 1 | 318.3530 | 1834.5234 | 0.0035 | 2811.92 | 3.00 | 0.00076 |
| Mezzanine | 323.8800 | 2167.4434 | 0.0020 | 3026.13 | 2.60 | 0.00055 |
| RDC | 296.2252 | 2463.6287 | 0.0015 | 3139.72 | 2.75 | 0.00042 |

TableauV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (sens y)

$\theta \leq 0.10 \rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversal et longitudinale.

Etude des Portique

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{éme} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{éme} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur des poutres principales intermédiaires au niveau Terrasse, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 85.21 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 73.15 \text{ kNm} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.16 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 60 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 54 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{85.21 \times 10^3}{35 \times 54^2 \times 14,17} = 0.058 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.970$ La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{85.21 \times 10^3}{0.970 \times 54 \times 348} = 4.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T12+2T14** ce qui nous donne **A = 6.47** cm² / ml

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 147.83 \text{ kN.m} \\ M_{sp2} = 170.88 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,86 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{170.88 \times 10^3}{35 \times 54^2 \times 14,17} = 0.118 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.937$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{170.88 \times 10^3}{0.937 \times 54 \times 348} = 9.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14+3T16** ce qui nous donne **A = 10.65** cm² / ml

VI.2.3.2- Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 54 \times 2.10}{400} = 2.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 10.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{159.58 \times 10}{35 \times 54} = 0.84 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{17.14 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espaceur :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{48.6 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{15 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,42; 0,4\} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,42 \times 35}{235} = 0,062 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,84 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,039 \text{ cm}$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,062 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 159,58 \text{ kN} ; M_{ap} = 170,88 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{170,88}{0,9 \times 54 \times 10^{-2}} = 351,60 \text{ kN} > 105,8$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 159,58 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,068 \text{ m} = 6,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 2,5 = 32,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(32,5 \text{ cm}; 48,6 \text{ cm}) = 32,5 \text{ cm} ; a > 6,8 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 159.58kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,6 = 5,03$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{159.58 \times 10^3}{48.6 \times 5,03 \times 6 \times 10^2} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1.08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,83} = 56,54 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 35 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8$ cm

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 42 \text{ cm} \\ L_1 = 17.12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 41.9 \text{ cm} \\ L_1 = 14.86 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 61.98 \text{ kN.m} ; A = 10.65 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 17y^2 + 159.75y - 8626.5 = 0 \rightarrow y = 17.16 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{35 \times 17.16^3}{3} + (15 \times 10.65 \times (54 - 17.16)^2)$$

$$= 275762.41 \text{ cm}^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{61.98 \times 10^3}{275762.41} \times 17.16 = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t_{ser}} = 61.98 \text{ kN.m} ; \text{ Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(6.18+1) \times 4.85^2}{8} = 21.11 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{60}{485} = 0.32 > 0.062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{60}{485} = 0.32 > \frac{61.98}{10 \times 21.11} = 0.29 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.65}{35 \times 54} = 0.0056 = \frac{4,2}{400} = 0.010 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres.

Sens longitudinal : « poutres principales (35x60) cm² »

Poutre de rive :

1 **Tableau VI.1**:Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

| Niveau | Section | Moments (kN.m) | | Moment de calcul (kN.m) | A min RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | A adopté (cm ²) |
|----------------|---------|------------------|------------------|-------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| | | M _{sp1} | M _{sp2} | | | | |
| Terrasse | Travée | 102.56 | 153.06 | 153.06 | 10.5 | 7.39 | 3T14+3T12=08.01 |
| | Appuis | 59.06 | 92.48 | 85.21 | 10.5 | 4.67 | 3T16=06.03 |
| Etage cou +RDC | Travée | 116.70 | 162.71 | 162.71 | 10.5 | 7.88 | 3T14+3T12=08.01 |
| | Appuis | 67.31 | 94.02 | 94.02 | 10.5 | 4.46 | 3T14=04.62 |
| Mezzanine | Travée | 175.35 | 153.99 | 175.35 | 10.5 | 9.97 | 3T16+3T14=10.65 |
| | Appuis | 125.48 | 182.07 | 182.07 | 10.5 | 8.82 | 3T12+3T14=8.01 |

Sens longitudinal : « poutres principales (35x60) cm² »

Poutres intermédiaires:

Tableau : VI.2.Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

| Niveau | Section | Moments (kN.m) | | Moment de calcul (kN.m) | A min RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | A adopté (cm ²) |
|-------------------|---------|-------------------|------------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| | | M _{sp1} | M _{sp2} | | | | |
| Terrasse | Travée | 147.83 | 170.88 | 170.88 | 10.5 | 9.70 | 3T16+314=10.65 |
| | Appuis | 85.21 | 73.15 | 73.15 | 10.5 | 4.67 | 3T14+3T12=8.01 |
| Etage cou +RDC | Travée | 116.70 | 162.71 | 162.71 | 10.5 | 7.88 | 3T14+3T12=08.01 |
| | Appuis | 67.31 | 94.02 | 94.02 | 10.5 | 4.4. | 3T14=4.62 |
| Mezzanine | Travée | 103.59 | 153.99 | 153.99 | 10.5 | 4.87 | 3T16=6.03 |
| | Appuis | 68.34 | 102.39 | 102.39 | 10.5 | 4.80 | 3T16=6.03 |

Sens transversales : « poutres secondaires (30x35) cm² »

Poutres de rives :

| Niveau | Section | Moments (kN.m) | | Moment de calcul (kN.m) | A min RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | A adopté (cm ²) |
|-------------------|---------|-------------------|------------------|-------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| | | M _{sp1} | M _{sp2} | | | | |
| Terrasse | Travée | 57.68 | 64.97 | 64.97 | 6.75 | 4.16 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 18.19 | 56.54 | 56.54 | 6.75 | 3.58 | 3T14=4.62 |
| Etage cou +RDC | Travée | 28.60 | 84.85 | 84.85 | 6.75 | 5.49 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 16.32 | 71.93 | 71.93 | 6.75 | 4.60 | 3T14=4.62 |
| Mezzanine | Travée | 16.43 | 50.51 | 50.51 | 6.75 | 3.20 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 11.33 | 40.52 | 40.52 | 6.75 | 2.54 | 3T12=3.39 |

Sens transversales : « poutres secondaires (30x45) cm² »

Poutres intermédiaires:

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

| Niveau | Section | Moments (kN.m) | | Moment de calcul (kN.m) | A min RPA (cm ²) | A calculé (cm ²) | A adopté (cm ²) |
|----------------|---------|------------------|------------------|-------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| | | M _{sp1} | M _{sp2} | | | | |
| Terrasse | Travée | 57.68 | 64.97 | 64.97 | 6.75 | 4.16 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 18.19 | 30.35 | 30.35 | 6.75 | 1.90 | 3T12=3.39 |
| Etage cou +RDC | Travée | 24.13 | 57.38 | 57.38 | 6.75 | 3.66 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 13.31 | 37.04 | 37.04 | 6.75 | 2.33 | 3T12=3.39 |
| Mezzanine | Travée | 23.83 | 35.76 | 35.76 | 6.75 | 2.25 | 3T14=4.62 |
| | Appuis | 6.82 | 21.77 | 21.77 | 6.75 | 1.36 | 3T12= 3.39 |

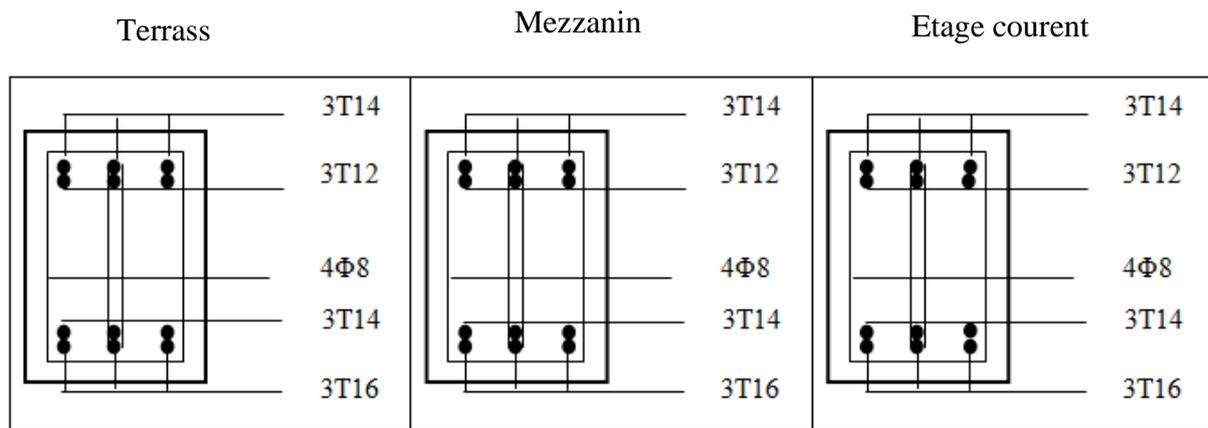


Figure VI .1 : ferrailage de poutre principal

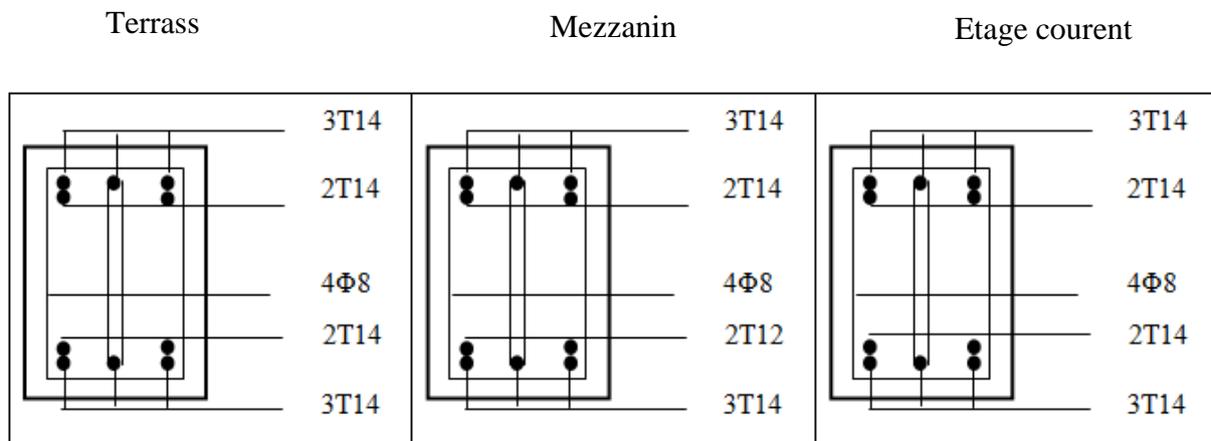


Figure VI .2 : ferrailage de poutre secondaire

VI.3 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{corresp} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{corresp} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{corresp} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

| Type des poteaux | $A_{min} = 0,9\% \times S$ | $A_{max 1} = 4\% \times S$ | $A_{max 2} = 6\% \times S$ |
|-----------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Type 1 (50 x 50 cm ²) | 22.5 | 100 | 150 |
| Type 2 (45x 45cm ²) | 18.22 | 81 | 121.5 |
| Type 3(40x40 cm ²) | 14.4 | 64 | 96 |
| Type 4 (50 cm) | 17.66 | 78.5 | 117.75 |
| Type 5 (45 cm) | 14.30 | 63.58 | 95.37 |
| Type 6 (40cm) | 11.30 | 50.24 | 75.38 |

Tableau VI.2 : Armatures minimales pour les poteaux.

VI.3.1.-Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de kN.m :

Tableau VI.3 : Sollicitations du premier genre (E.L.U.R).

| Etages | | Type 1 (50 x 50) | Type 2 (45 x 45) | Type 3 (40 x 40) | Type 4 |
|-------------|----------------|------------------|------------------|------------------|---------|
| Combinaison | | cm ² | cm ² | cm ² | (50 cm) |
| A | $N_{max}[t]$ | 1231.48 | 660.2 | 374.12 | 1043.31 |
| | $M_{cor}[t.m]$ | 2.415 | 3.878 | 3.74 | 15.172 |
| B | $N_{min}[t]$ | 99.33 | 128.29 | 17.57 | 195.05 |
| | $M_{cor}[t.m]$ | 1.61 | 8.981 | 14.17 | 0.262 |
| C | $M_{max}[t.m]$ | 125.25 | 15.247 | 16.54 | 33.099 |
| | $N_{cor}[t]$ | 195.97 | 303.61 | 116.28 | 840.01 |

VI 3.2-Exemple de calcul :

Section (50x50) cm²

VI .3.3-1Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau b= 50 cm.
- hauteur de la section ht = 50 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d =0.9 ht= 45 cm

- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

VI .3.4-Combinaison du 1ère genre :

$$\mathbf{N_{max}} = 1231.48 \text{KN} \quad \mathbf{M_{corresp}} = 2.415 \text{KN.m}$$

a-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0019 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1231.48 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0019 \right) = 269.69 \text{ KN.m}$$

a-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1231.48 \text{ KN} < 28694.3 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 269.69 \text{ KN.m} < 1040.28 \text{ KN.m} \text{ Condition} \\ \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$\mathbf{N_{min}} = 99.33 \text{KN} \quad \mathbf{M_{corresp}} = 1.61 \text{KN.m}$$

b-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.016 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 99.33 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.016 \right) = 21.45 \text{KN.m}$$

b-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 99.33 \text{ KN} < \\ M_u = 21.45 \text{ KN.m} < 1138.52 \text{ KN} \text{ condition} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$\mathbf{N_{corresp}} = 195.97 \text{KN} \quad \mathbf{M_{max}} = 125.25 \text{KN.m}$$

c-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,64 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 195.97 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.64 \right) = 164.61 \text{ KN.m}$$

c-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 195.97 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 164.61 \text{ KN.m} < 3064.95 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

VI .3.5-Combinaisons du 2eme genre :

$$N_{\max} = 793.46 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 23.75 \text{ KN.m}$$

a-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0029 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 793.46 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0029 \right) = 160.70 \text{ KN.m}$$

a-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 793.46 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 160.70 \text{ KN.m} < \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$N_{\min} = 695.86 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 8.014 \text{ KN.m}$$

b-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.012 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 695.86 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,012 \right) = 147,52 \text{ KN.m}$$

b-2) Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 695.86 \text{ KN} < 2869,45 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 147.52 \text{ KN.m} < 3503.88, \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$N_{\text{corresp}} = 119.62 \text{ KN} \quad M_{\text{max}} = 79.93 \text{ KN.m}$$

c-1) Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.66 \text{ M m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 119,62 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.66 \right) = 102.90 \text{ KN.m}$$

c-2) Vérifications si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 119,62 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 102.90 \text{ KN.m} < 1021.96 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Section adoptée :

$$A_{\text{min}} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{min}}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 22.5) = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 12\text{T}16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

VI .3.6- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 40.25 \text{ KN} \quad (50 \times 50)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 35.5 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,15 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI .3.7-Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l/3$$

$$\Phi_t = 16 /3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

-**V_u** : Effort tranchant de calcul

-**h₁** : hauteur totale de la section brute

-**f_e** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-**ρ_a** : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

-**S_t** : Espacement des armatures transversales.

b) Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

VI.3.8-Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f , Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 2,60 / 0,5 = 3,64$$

$$\lambda_g = 3,64 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 10,7 \times 10}{50 \times 235} = 0,51 \text{ cm}^2$$

VI .3.9-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3,64 < 5 \dots \dots \dots 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow 0,25 \%$$

Alors : Zone nodale : $A_t = 0,0025 \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,0025 \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2$

On adopte : **4 Φ 8** soit **S = 2,01 cm²**

VI.3.9.1-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 10 \times 50 / 235 = 0,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI .3.10-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

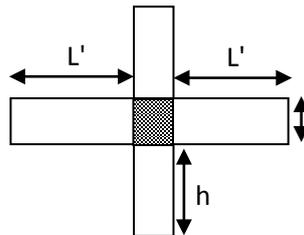


Figure-VI-3-zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{300}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

| Tableau Niveau x S(cm ²) | Co mbi. | 1 ^{ier} genre | | | 2 ^{ème} genre | | | | A _{adoptée} [cm ²] |
|---|------------|------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------------|--|--|
| | | N _u [kN] | M _u [kN.m] | A _{cal} cm ² | N _{ACC} [kN] | M _{ACC} [kN.m] | A _{sl} cm ² | A _{min} RPA cm ² | |
| Type 1 (50x 50) | A | 1231.48 | 2.41 | 0 | 793.46 | 23.75 | 0 | 22.5 | 12T16=24.13 |
| | B | 99.33 | 1.61 | 0 | 695.86 | 8.014 | 0 | | |
| | C | 195.97 | 125.25 | 0 | 119.62 | 79.93 | 0 | | |
| Type 2 (45 x45) | A | 660.2 | 3.87 | 0 | 424.36 | 33.18 | 0 | 18.22 | 12T14=18.47 |
| | B | 128.29 | 8.98 | 0 | 236.95 | 12.60 | 0 | | |
| | C | 303.61 | 15.24 | 0 | 136.30 | 55.11 | 0 | | |
| Type 3 (40x 40) | A | 374.12 | 3.74 | 0 | 247.6 | 31.06 | 0 | 14.4 | 6T12+6T14= 16.03 |
| | B | 17.57 | 14.17 | 0 | 57.93 | 13.80 | 0 | | |
| | C | 116.28 | 16.54 | 0 | 40.11 | 47.94 | 0 | | |

Tableau-VI-10-Calcul de ferrailage des poteaux

| Tableau Niveau x S(cm ²) | Co mbi. | 1 ^{ier} genre | | | 2 ^{ème} genre | | | | A _{adoptée} [cm ²] |
|---|------------|------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------------|--|--|
| | | N _u [kN] | M _u [kN.m] | A _{cal} cm ² | N _{ACC} [kN] | M _{ACC} [kN.m] | A _{sl} cm ² | A _{min} RPA cm ² | |
| Type 4 (50) | A | 1043.31 | 15.172 | 0 | 632.54 | 1.91 | 0 | 17.66 | 4T20+4T16= 18.10 |
| | B | 195.05 | 0.262 | 0 | 591.4 | 0.262 | 0 | | |
| | C | 840.01 | 33.099 | 0 | 840.01 | 33.099 | 0 | | |
| Type 5 (45) | A | 556.61 | 5.47 | 0 | 184.84 | 14.89 | 0 | 14.30 | 8T16=16.06 |
| | B | 111.27 | 0.251 | 0 | 243.11 | 2.16 | 0 | | |
| | C | 435.92 | 5.67 | 0 | 223.9 | 17.46 | 0 | | |
| Type 6 (40) | A | 323.32 | 4.25 | 0 | 168.86 | 11.92 | 0 | 11.30 | 8T14=12.32 |
| | B | 17.72 | 0.35 | 0 | 66.62 | 1.31 | 0 | | |
| | C | 58.13 | 6.07 | 0 | 58.13 | 6.07 | 0 | | |

Tableau-VI-11-Calcul de ferrailage des poteaux circulaire

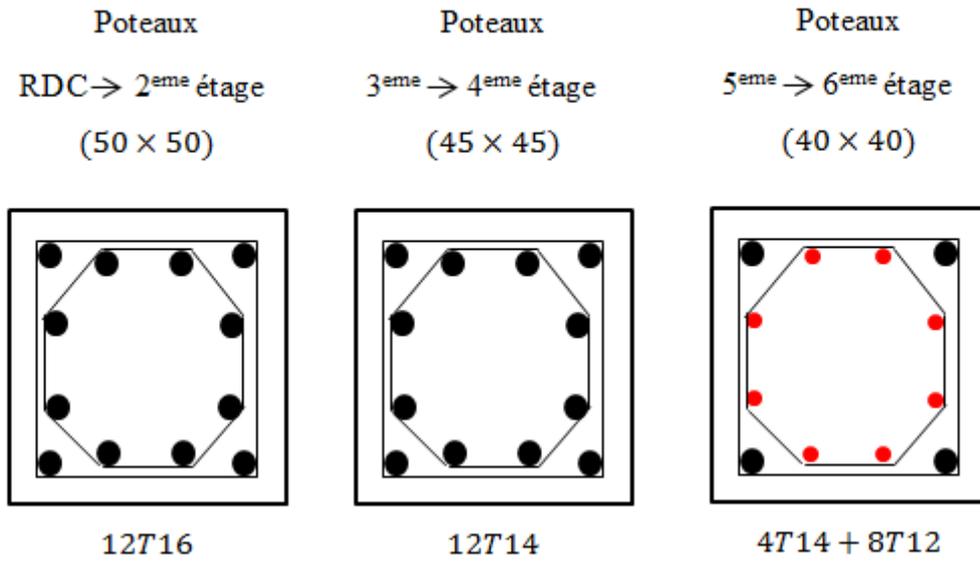


Figure-VI-4-Dessin de ferrillages des sections des poteaux

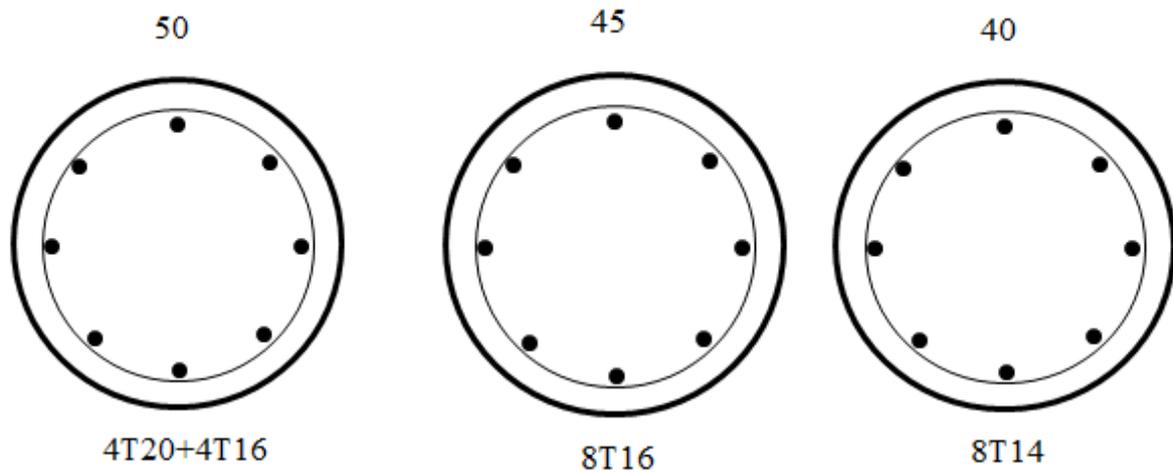


Figure-VI-5-Dessin de ferrillages des sections des poteaux circulaires

Etude des voiles

VII.1- Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 2.75 m du RDC au Mezzanine, et de 2.6m du Mezzanine au 1^{ier} étage, puis de 3,00 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 275/25 = 11 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 -Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

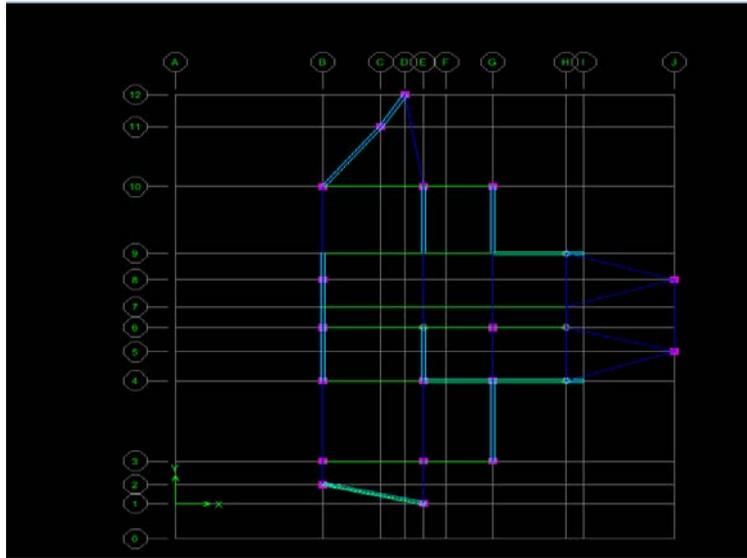


Figure VII.1: La disposition du voile

VII.3- Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .
- Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4- Ferrailage des voiles :

$$A = 1.35 \text{ m}^2$$

$$I = 1.29 \text{ m}^4$$

$$V = 2.12 \text{ m}$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 1316.8 \text{ kN}$$

$$M = 26.56 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 16.7 \text{ kN}$$

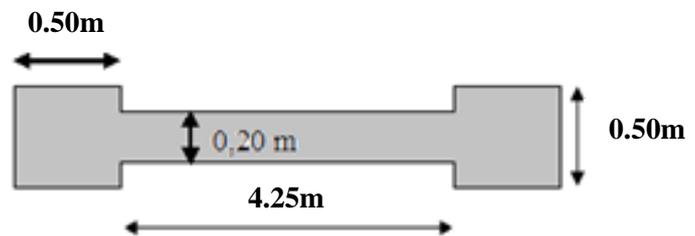


Figure VII.2: Schéma du voile + poteaux.

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1316.8}{1.35} + \frac{26.56 \times 16.7}{1.29} = 1319.24 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1316.8}{1.35} - \frac{26.56 \times 16.7}{1.29} = 631.56 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, (σ_1 et σ_2) > 0, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1m \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3cm^2/ml$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \quad (mm) \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 20}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : **5T12 p.ml = 5.65 cm²**

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1,67}{40000} = 0,000064 \text{ m}^2 = 0,64 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3,64 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **5T12 p.ml = 5.65 cm²**

e) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

VII.5 - Vérification à l'ELS :

a) L'espacement :

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contrainte de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,7 \times 10}{20 \times 0,9 \times (275 - 45)} = 0,040 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,040 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1,67 \times 10}{20 \times 0,9 \times (275 - 45)} = 0,0056 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,0056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

c) *Vérification des contraintes :*

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{8.87 \times 10}{(20 \times 425) + (15 \times 5.65)} = 0.010 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ *Condition vérifiée*

VII.6 -Disposition des armatures :**VII.6.1- Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur

$\frac{1}{10}$ De la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 4.25 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 42.5 \text{ cm} \end{cases}$$

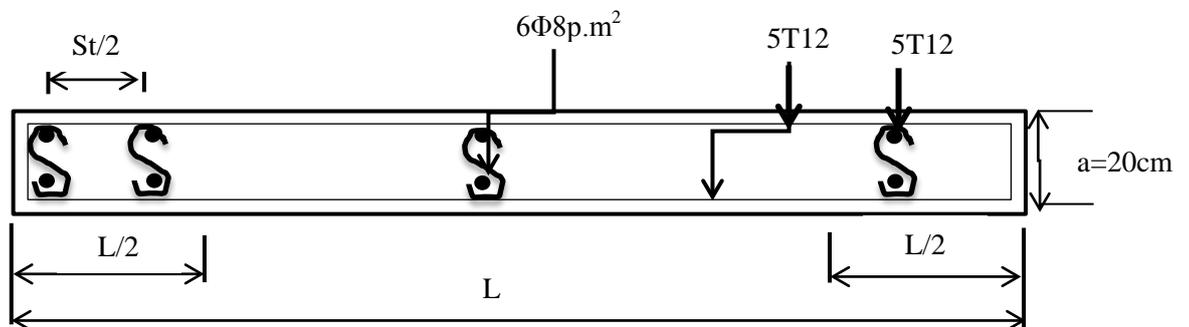


Figure VII.3 : La disposition des armatures verticales dans les voiles.

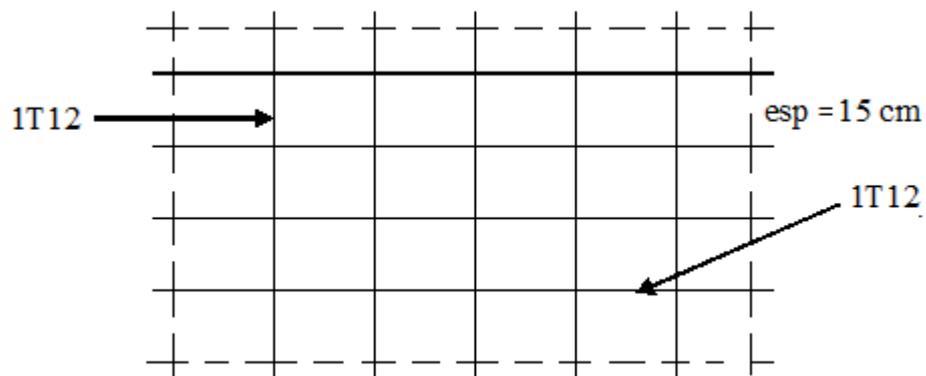
VII.6.2 -Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.6.3 -Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



FigureVII.4 : La disposition du ferrailage du voile.

Etude de L'infrastructure

VIII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Étude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain a une contrainte admissible de 1.5 bars et un ancrage de 3 m.

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.5 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Radier général.

VIII.3.1 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;

- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction du sol \cong poids total de la structure).

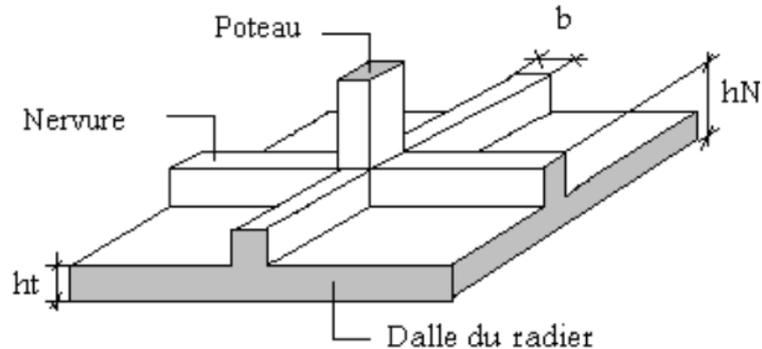


Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier.

VIII.3.2 Pré dimensionnement du radier :

$$N_{\text{ser}} = 26627.48 \text{ kN}$$

$$N_u = 36320.454 \text{ kN}$$

1) Calcul du débordement :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = N_{\text{ser}} = 26627.48 \text{ kN}$$

$$S \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 26627.48 / 150 = 117.50 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 549.38 \text{ m}^2$.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

2) Condition de cisaillement:

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5.20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20.8 \text{ cm} \leq d \leq 26 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 20 \text{ cm} \\ h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Mais pour des raisons de sécurité on propose $d = 35 \text{ cm}$.

3) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{36620.45}{549.38} = 66.11 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \Rightarrow e \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Rightarrow V_u = \frac{66.11 \times 7.38}{2} = 243.95 \text{ kN} \\ V_u = 243.95 \times 1 \text{ m} = 243.95 \text{ kN.m} \\ d \geq \frac{243.95 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 1.62 \text{ m} \\ \tau_u = \frac{24395}{100 \times 25} = 0,0975 < 0,06f_{c28} = 1,5 \quad \text{condition vérifier} \\ d = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VIII.4- Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40 \text{ cm}$.

VIII.5-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 82 \leq h \leq 123 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 90 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} \\ L : \text{ la portée maximale d'une poutre de libage, } L = 7.38 \text{ m} \end{array} \right.$$

VIII.6-Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ &= 25[(0.40 \times 549.38) + (0,9 \times 0,45 \times 135.50)] = 6865.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N'_{ser} = 26627.48 + 6865.73 = 33493.21 \text{ kN}$$

$$\frac{N'_{ser}}{S_r} = 60.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.7-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI / K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0.0273 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0.0273}{500 \times 0,45}} = 3.40 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.36 \text{ m} \text{ Condition vérifiée}$$

L_{max} : Portée maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.8-Évaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{26627.48}{48.46} = 48.46 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 25 \times 0,40 = 10 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 38.46 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 38.46 \text{ kN/m}^2$$

VIII.9-Ferrailage du radier :

VIII.9.1- Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau derive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau derive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.9.2-Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{36320.45}{549.38} = 66.11 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{26627.48}{549.38} = 48.46 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

VIII.9.3-Calcul du ferrailage :**5) Détermination des efforts :****Tableau VIII.1 :** Les moments fléchissant suivant les 2 sens. Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

| L _x (m) | L _y (m) | A | Sens x | | | | Sens-y | | | |
|-----------------------|-----------------------|------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | | μ_x | M_0 (kN.m) | M_t (kN.m) | M_a (kN.m) | μ_y | M_0 (kN.m) | M_t (kN.m) | M_a (kN.m) |
| 5.20 | 7.38 | 0,70 | 0,0684 | 122.27 | 103.93 | 36.66 | 0,4320 | 52.28 | 44.89 | 15.84 |

2) Calcul des armatures :**1. En travée :****• Suivant L_x :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103.93 \times 1000}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,992$; est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{103.93 \times 10^3}{0,971 \times 36 \times 348} = 8.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T16 p.m. soit 10.05 cm²/m**, avec un espacement de 16cm.

• Suivant L_y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44.89 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\rightarrow \beta = 0,988$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.89 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T12 p.m. soit 4/52 cm²/m**, avec un espacement de 20 cm.

2. Sur appuis intermédiaire :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.66 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\rightarrow \beta = 0,9945$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36.66 \times 10^3}{0,9905 \times 36 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

3. Sur appuis de rive :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.84 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

→ $\beta = 0,996$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.84 \times 10^3}{0,996 \times 36 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

VIII.9.4- Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- **Sens-y :**

$$A_y = 3.62 \text{ cm}^2 \geq A_{ymin} = 8 \times \text{épaisseur} = 3.2 \text{ cm} ; \text{ Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- **Sens-x :**

$$A_x = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{xmin} = A_{ymin} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1.14 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.9.5-Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.9.6-Disposition du ferrailage :

1) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a: $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 49,3\Phi = 49,3 \times 1.6 = 78.88 \text{ cm.}$$

2) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

6) Arrêt des barres sur appuis :

$$7) \tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$8) \text{ La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

9) Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$10) L_s = 1.6 \times 400 / 4(2.84) = 56.33 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(56.33 \text{ cm} ; 77.97 \text{ cm}) = 78 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(56.33 \text{ cm} ; 39 \text{ cm}) = 56 \text{ cm}$$

VIII.9.7-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm on adopte } 52 \text{ cm}$$

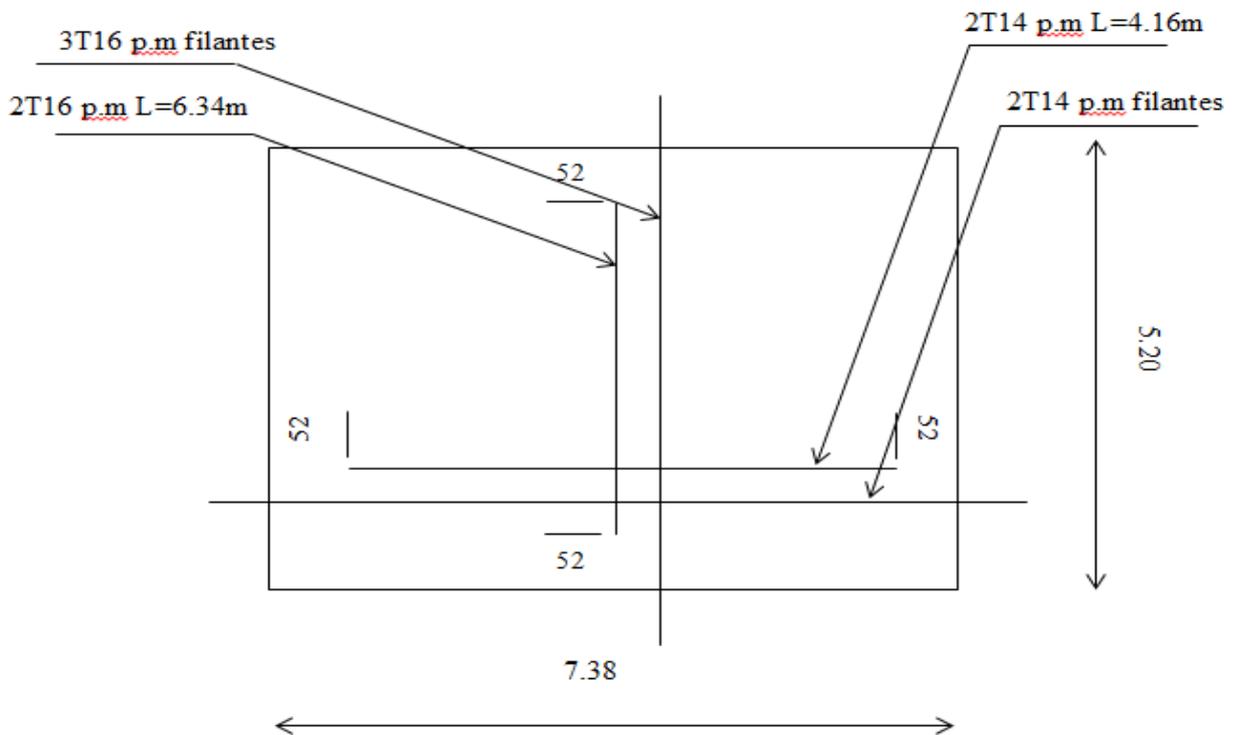


Figure VIII.2. Armatures supérieur (en travée)

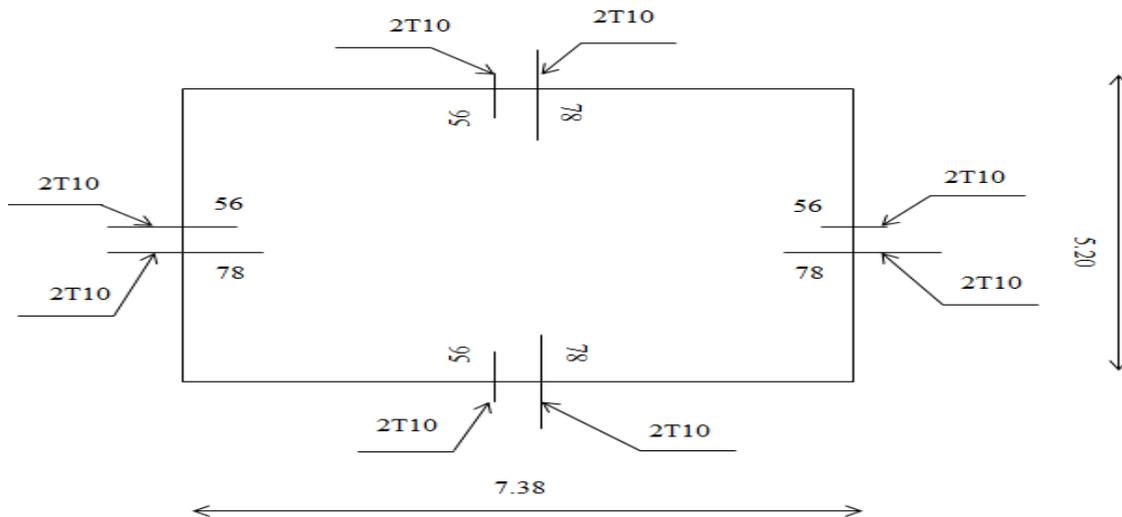


Figure VIII.3 .Armatures inferieur (sur appuis)

VIII.9.8- Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- **Sens longitudinale :**

1) Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \\ \frac{66.11}{2} \left[\left(1 - \frac{5.2^2}{3 \times 7.38^2} \right) 5.2 + \left(1 - \frac{2.95^2}{3 \times 7.38^2} \right) 2.95 \right] \\ = 235.68 \text{ kN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{235.68 \times 7.38^2}{8} = 1604.52 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1363.84 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1363.84 \times 10^3}{45 \times 81^2 \times 14,17} = 0.325 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.7955 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1363.84 \times 10^3}{0.7955 \times 81 \times 348} = 60.82 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 5T25 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 5T25 \rightarrow A = 64.8 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 5T25 \end{cases}$$

- **Sur appui :**

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

| | Intermédiaire |
|----------------------------------|---------------------------|
| M_a (kN.m) | $0.5 \times M_0 = 802.26$ |
| $\mu \rightarrow \beta$ | 0.191 → 0,9905 |
| A_s (cm ²) | 31.88 |
| $A_{adoptée}$ (cm ²) | 5T25 + 5T16 = 34.59 |

| | Rive |
|----------------------------------|----------------------------|
| M_a (kN.m) | $0.35 \times M_0 = 561.58$ |
| $\mu \rightarrow \beta$ | 0.134 → 0,928 |
| A_s (cm ²) | 21.47 |
| $A_{adoptée}$ (cm ²) | 5T20 + 5T16 = 25.76 |

- **Sens transversal:**

1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 66.11 \times 5.20 = 229.18 \text{ kN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{229.18 \times 5.2^2}{8} = 774.63 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 658.43 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{658.43 \times 10^3}{45 \times 81^2 \times 14,17} = 0.157 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9145 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{658.43 \times 10^3}{0,9145 \times 81 \times 348} = 25.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

On adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 1^{ier} \text{ lit} : 4T25 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T20 \end{array} \right. \rightarrow A = 32.21 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

| | Intermédiaire |
|-------------------------------------|---------------------------|
| $M_a \text{ (kN.m)}$ | $0.5 \times M_0 = 387.32$ |
| $\mu \rightarrow \beta$ | 0.099→0.9525 |
| $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ | 14.20 |
| $A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$ | 8T16 =1 6.08 |

| | Rive |
|-------------------------------------|----------------------------|
| $M_a \text{ (kN.m)}$ | $0.35 \times M_0 = 271.12$ |
| $\mu \rightarrow \beta$ | 0.064→0.967 |
| $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ | 9.94 |
| $A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$ | 4T14+4T14=12.32 |

3) Les vérifications :

- **de Contrainte cisaillement :**

$T_{max} = 171.88 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{171.88 \times 10}{40 \times 36} = 1,20 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Armatures transversales :**

-Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(25; 10; 50) = 10 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm.}$

-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(22,5; 12) = 12 \text{ cm}$$

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

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit $4\phi 8$, $A=2.01 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,6; 0,4 \text{ MPa}) = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{40 \cdot 15} = 2,9 > 0,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

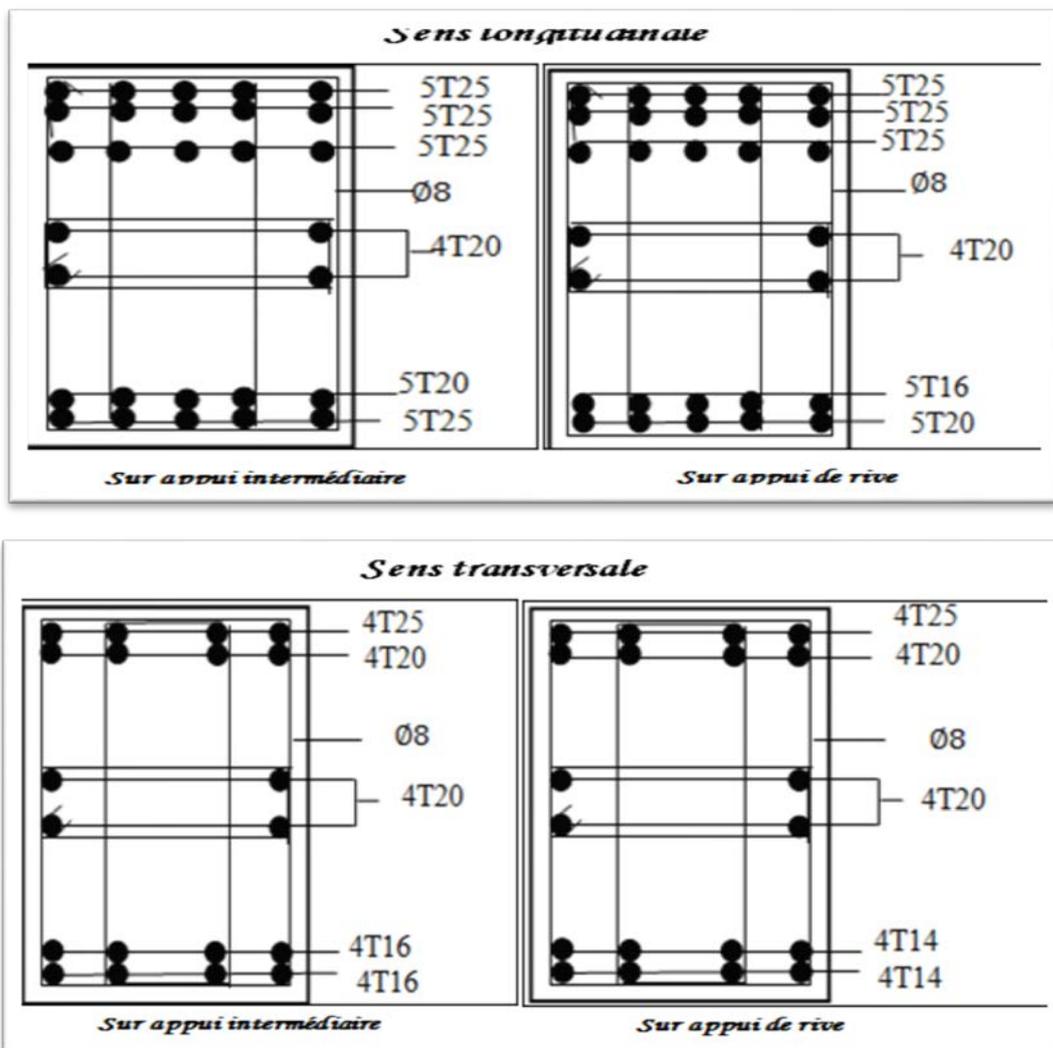


Figure VIII.4 .Ferrailage des nervures.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le calcul de projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives.

Notre hôtel ; ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes ; Un effet vibratoire produit par actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure dans telle région à forte sismicité (zone III), de ce fait nous avons vérifié la résistance de la structure à ce phénomène.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions parmi lesquelles on peut citer :

- ✓ Le bon dimensionnement des éléments de la structure est très important pour doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisantes afin de limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face aux charges appliquées notamment le séisme.
- ✓ La bonne disposition des éléments de contreventement (voiles en béton armé), joue un rôle important sur le comportement dynamique du bâtiment et éviter ainsi les problèmes liés à la torsion d'ensemble.
- ✓ L'utilisation du logiciel ETABS9.6 s'avère bénéfique pour la modélisation linéaire dynamique. Les résultats trouvés montrent le bon fondement de ce choix.
- ✓ La détermination de la quantité d'armatures nécessaire et satisfaite pour les éléments structuraux et non structuraux sans oublier pour autant l'aspect économique.
- ✓ D'après l'étude effectuée, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

« L'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être Co-concepteur et non pas seulement calculateur ». DAVIDOVICI.

Référence
Bibliographie

Référence Bibliographie

Règlements :

- RPA99/Version2003:RèglesparasismiquesAlgériennes
- BAEL99:Bétonarméauxétatslimites
- CBA93:Règledeconceptionetdeciculdesstructuresenbétonarmé
- DTRB.C.2.2:Charge permanentes et charge d'exploitation

Livre:

- Calculdesstructuresenbétonarmé(BELAZOUGUI)
- Calcul des ouvrages en béton armé (ALBERT FUENTES)

Mémoires:

- *KADDOUR Youcef.et HACHEMI Fatima Zohra* (2018-2019). Étude d'un hôtel avec piscine en béton armé implanté à Tlemcen .Mémoire de fin d'étude. Université de Tiaret.

Outils informatiques :

- Office2010 (Traitement de texte, EXCEL, WORD,).
- ETABS9.6