

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 :

Senouci ferdousse

Tahir mohamed elhoucine

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE MULTIPLE
IMPLANTE A TIARET**

Soutenu publiquement le juillet 2021 devant le jury composé de :

M. DRAICHE .K

M. KHELIFA .Z

M. TLIDJI.

M. OUAZIR. K

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions à Allah, notre créateur de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

*Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à notre encadreur **Khelifa.Z** pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il m'a apporté en faisant profiter largement de ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.*

*Nous vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité. Toute notre gratitude va à tous les enseignants de l'université **IBN KHALDOUN** qui ont contribué à notre formation, en particulier du département de génie civil.*

Au terme de ce projet, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail d'étude.

Enfin, Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'autre, ont participé à ma formation et à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, je ne pourrais jamais exprimer le respect que j'ai pour vous, vos prières, vos encouragements et votre soutien m'ont toujours été d'un grand secours, puis ALLAH, le tout puissant vous du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie,

A notre encadreur Mme. Khelifa.Z et spécialement à monsieur Bouaakkaz.Kh.

*A mes chers frères spécialement Ali et mes très chères sœurs
A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

A toute mes chères amies spécialement Khouloud.

A toute la promotion 2021 et en particulier la filière Génie civile.

Ainsi que tous ceux qui auront l'occasion de lire cette mémoire.

Ferdousse

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, je ne pourrais jamais exprimer le respect que j'ai pour vous, vos prières, vos encouragements et votre soutien m'ont toujours été d'un grand secours, puis ALLAH, le tout puissant vous du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie,

A notre encadreur Mme. Khelifa.Z et spécialement à monsieur Bouaakkaz.Kh

A mes chers frères et mes chères sœurs.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A toute mes chères amies

A toute la promotion 2021 et en particulier la filière Génie civile.

Ainsi que tous ceux qui auront l'occasion de lire cette mémoire.

Mohamed El Houcine

Notation

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **A_s** : Aire d'une section d'acier.
- **A_t** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **Φ** : Diamètre des armatures, mode propre.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.
- **σ_s** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **β** : Coefficient de pondération.
- **σ_{sol}** : Contrainte du sol.
- **σ_m** : Contrainte moyenne.
- **G** : Charge permanente.
- **ξ** : Déformation relative.
- **V₀** : Effort tranchant a la base.
- **E.L.U** : Etat limite ultime.
- **E.L.S** : Etat limite service.
- **N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T_u** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **S_t** : Espacement.
- **λ** : Elancement.
- **e** : Epaisseur.
- **F** : Flèche.
- **F_{adm}** : Flèche admissible.
- **L** : Longueur ou portée.
- **L_f** : Longueur de flambement.
- **d** : Hauteur utile.
- **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **M_u** : Moment à l'état limite ultime.
- **M_{ser}** : Moment à l'état limite de service.
- **M_t** : Moment en travée.
- **M_a** : Moment sur appuis.
- **M₀** : Moment isostatique

- **I** : Moment d'inertie.
- **f_i** : Flèche due aux charges instantanées.
- **f_v** : Flèche due aux charges de longue durée.
- **I_{fi}** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- **I_{fv}** : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- **M** : Moment, Masse.
- **E_{ij}** : Module d'élasticité instantané.
- **E_{vj}** : Module d'élasticité différé.
- **E_s** : Module d'élasticité de l'acier.
- **f_{c28}** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **f_{t28}** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **F_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- **I₀** : Moment d'inertie de la section totale homogène

Sommaire

REMERCIEMENT	
DEDICACE	
NOTATION	
SOMMAIRE	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURE	
INTRODUCTION GENERALE	01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :.....	03
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	03
I.3. Caractéristiques géométriques :	03
I.4. Caractéristiques du sol :.....	07
I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	07
I.6. Règlement et normes utilisé :.....	14

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1.Introduction:	17
II.2. Pré-dimensionnement des planchers :	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges:	17
II.4.Pré-dimensionnement des poutres :.....	19
II.5.Détermination de la section du poteau :.....	21
II.6. Pré dimensionnement des voiles :.....	24

Chapitre III : Etude du plancher

III.1.Introduction	28
III.2. Plancher à corps creux.....	28
III.3. Dimensionnement des poutrelles	29
III.4.Calcul des poutrelles	30
III.5. Planchers RDC, étage courant.....	35
III.6. Plancher terrasse.....	49
III.7. Calcul du ferrailage de la dalle de compression	59

Chapitre IV : calcul des éléments non structuraux

IV.1.Introduction	62
IV.2. Étude de L'acrotère :	62
IV.3.Etudes des escaliers :.....	67
IV.4. Poutre palière :.....	81
IV.5.Balcon :	86

Chapitre V : Etude sismique

V.1.Introduction :.....	93
V.2.Méthode de calcul :.....	94
V.3.Evaluation des efforts sismiques :.....	94
V.4.Détermination des poids (W_t) de la structure :.....	96
V.5.Vérification des forces sismiques :.....	97
V.6.Calcul des déplacements :.....	98

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

VI.1. Introduction :.....	103
VI.2. Ferrailage des poutres :.....	103
VI.3. Ferrailage des poteaux :.....	110
VI.4. Etude des voiles :.....	116

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :.....	125
VII.2.Définition :.....	125
VII.3.Calcul du radier:	125
VII.4.Armature de peau :.....	132

CONCLUSION :

BEBLIOGRAPHE :

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse (inaccessible public)

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.

Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur.

Tableau II.4 : La loi de dégression.

Tableau II.5 : dimensions des poteaux.

Chapitre III : Etude du plancher

Tableau III.1 : Charge et surcharge des planchers.

Tableau III.2: Tableau recapitulative des resultants

Tableau III.3: Tableau recapitulative des resultants

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Charges et surcharge de la volée de l'escalier.

Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.

Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

Tableau IV.4 : Charge permanente & surcharge d'exploitation balcon terrasse (inaccessible public)

Tableau IV.5 : Charge permanente & surcharge d'exploitation balcon étage courant.

Chapitre III : Etude sismique

Tableau V.1 : Valeurs de la force sismique totale.

Tableau V.2 : les déplacements latéraux inter-étage.

Tableau V.3 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage.

Tableau V.4 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x).

Tableau V.5 : l'excentricité accidentelle.

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Tableau VI.1 : Moments max des Poutres principales.

Tableau VI.2 : Moments max des Chaînages.

Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales.

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage des chaînages.

Tableau VI.5 : Sollicitations du premier genre.

Tableau VI.6 : Sollicitations du deuxième genre.

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plancher à corps creux.

Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.

Figure I.3 : mur extérieur.

Figure I.4 : cage d'ascenseur.

Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

Figure I.6 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Figure I.7 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Figure I.8 : Diagramme déformations – contraintes

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : schéma de voile.

Chapitre III : Etude du plancher

Figure III.1: plancher corps creux.

Figure III.2: Coupe A-A plancher à corps creux.

Figure III.3 : Plancher à corps creux.

Figure III.4 : Schéma explicatif.

Figure III.5 : Schéma explicatif.

Figure III.6 : Schéma explicatif.

Figure III.7 : Schéma explicatif.

Figure III.8 : Schéma explicatif.

Figure III.9 : Schéma de types des poutrelles.

Figure III.10 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants.

Figure III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC.

Figure III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse.

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

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Figure IV.1 : schéma de l'acrotère.

Figure IV.2 Ferrailage de l'acrotère.

Figure IV.3 : Schéma des escaliers.

Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.

Figure IV.5 : Diagramme des moments retenus

Figure IV.6 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant (E.L.U).

Figure IV.7 : Ferrailage des escaliers.

Figure IV.8 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier.

Figure IV.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure IV.10 : Schéma représente le balcon (encastré de deux coté).

Figure IV.11 : Ferrailage du balcon.

Chapitre V : Etude dynamique

Figure V.1 : poids de chaque niveau

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Figure.VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

Figure.VI.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

Figure VI.3 : Schéma du voile + poteaux.

Figure.VI.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure VI.5 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Figure VII.2 : Ferrailage de la poutre de libage+radier (Sens longitudinal et transversal).

Résumé

Ce travail est une étude détaillée d'un projet de construction d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un rez-de-chaussée plus (09) étages, implanté à Tiaret.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales appelées les règlements parasismique algérienne RPA99 (version 2003) pour faire l'étude et d'appliquer les informations théoriques et des différents programmes et des techniques de calcul.

L'étude d'une construction se fait par une méthodologie et un plan de travail constitué de sept chapitres divisés en deux parties, la première pour calculer la superstructure contient les six premiers chapitres d'où on calcule les éléments structuraux et non structuraux. Et la deuxième pour l'infrastructure contient le dernier chapitre.

L'analyse de ce projet a été établie par le logiciel (ETABS. V.9.7.4).

Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا العمل هو دراسة مفصلة لمشروع منشأ بناية سكنية ومحلات تجارية, متكونة من طابق ارضي زائد 09 طوابق. تقع في ولاية تيارت.

البناء في منطقة زلزالية يتطلب قوانين خاصة تسمى القواعد الجزائرية المضادة للزلازل, للدراسة ولتطبيق المعلومات النظرية و مختلف البرامج و تقنيات الحساب

دراسة المنشأ تتم بمنهجية و مخطط عمل يحتوي على سبعة وحدات مقسمة على جزئين. الاول لدراسة البنية الفوقية ويحتوي على الوحدات الستة الاولى التي تختص بحساب العناصر الهيكلية والغير هيكلية. الثاني هو جزء البنية الاساسية ويحتوي على الوحدة السابعة
الدراسة التحليلية النموذجية والتقنية تمت ببرنامج (ETAPS. V.9.7.4).

كلمات مفتاحية: بناية, خرسانة مسلحة, ETABS, RPA99 /2003, BAEL91 / 99

Abstract

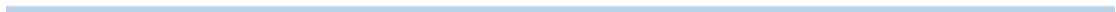
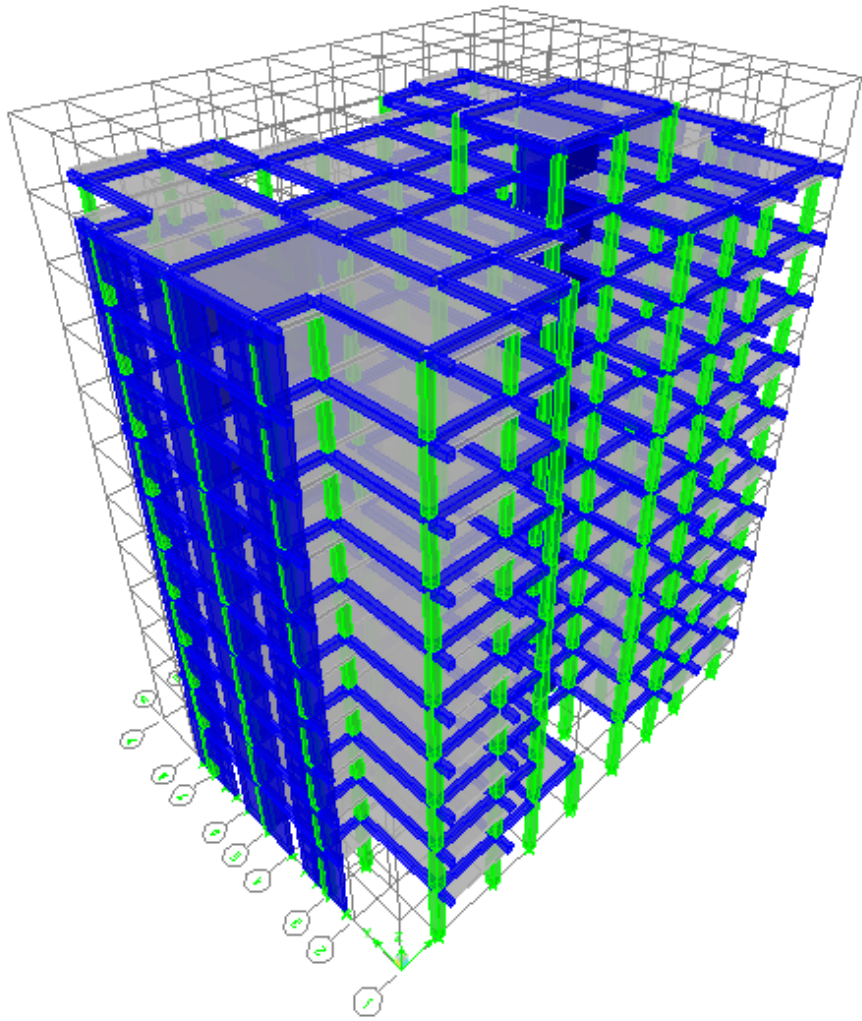
This work is a detailed study of a construction project of residential and commercial use buildings consisting of a ground floor plus (09) floors, located in Tiaret.

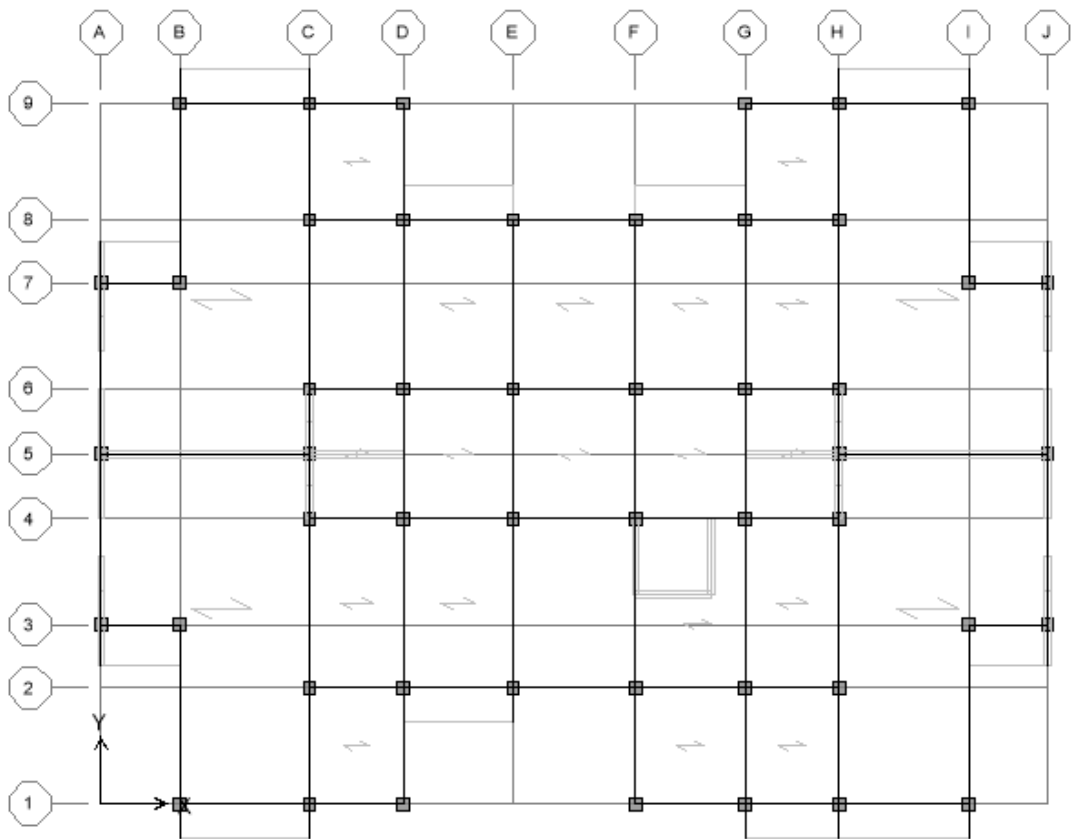
Construction in a seismic zone requires special standards called "the Algerian earthquake regulations RPA99 (version2003)" to study and apply theoretical information, various programs and calculation techniques.

The study of a construction is made by a methodology and work plan consists of seven chapters divided into two parts, the first to calculate the superstructure contains the first six chapters are made to calculate the structural and non-structural elements. And the last chapter for the infrastructure.

The analysis of this project was established by the software (ETABS. V.9.7.4).

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.





Introduction :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

La construction des bâtiments C'est un domaine en constante évolution. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments.

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé, pour maîtriser le métier d'ingénieur d'état en génie civil et découvrir le rôle précieux dans la réalisation des structure.

Notre projet consiste à effectuer l'étude complète d'un bâtiment contreventé par (des voiles et des portiques) à usage multiple (habitation, commerce) de neuf niveaux (RDC+9) implantée à TIARET, zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique Algériennes **RPA99** modifiées en 2003.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment, Ensuite dans le troisième et le quatrième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments non structuraux.

Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique.

En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants.

Dans le dernier chapitre nous avons une étude de l'infrastructure.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**, en appliquant le **BAEL91** et l'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **ETABS**.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment plus stable et plus durable en béton armé nécessite le bon choix des matériaux de construction utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques qui vérifient la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...). A cet effet, ce chapitre de présentation de l'ouvrage, donne les caractéristiques des éléments et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de ces dernières.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+9 à usage multiple (habitation et commercial). Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de TIARET, qui est selon le (RPA 99, modifié en 2003) une zone de faible sismicité (Zone I).

Ce bâtiment comporte :

- RDC deux logements avec locaux commercial.
- 09 étages courants à usage d'habitation.
- Cage d'escaliers.
- Cage d'ascenseur.

I.3. Caractéristiques géométriques :

I.3.1. Caractéristiques architecturales :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur totale du bâtiment : 35.38 m.
- ✓ La hauteur de RDC : 4.08 m.
- ✓ La hauteur des étages : 3.06 m.
- ✓ La hauteur de l'acrotère : 0.70 m.
- ✓ La longueur en plan : 28.50 m.
- ✓ La largeur en plan : 22.90 m.
- ✓ Surface totale du bâtiment : 769.35m²

I.3.2. Caractéristiques techniques:

- **L'ossature de l'ouvrage :**

Le bâtiment a une ossature mixte (portiques-voiles) :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres, poteaux) destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

- **les planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

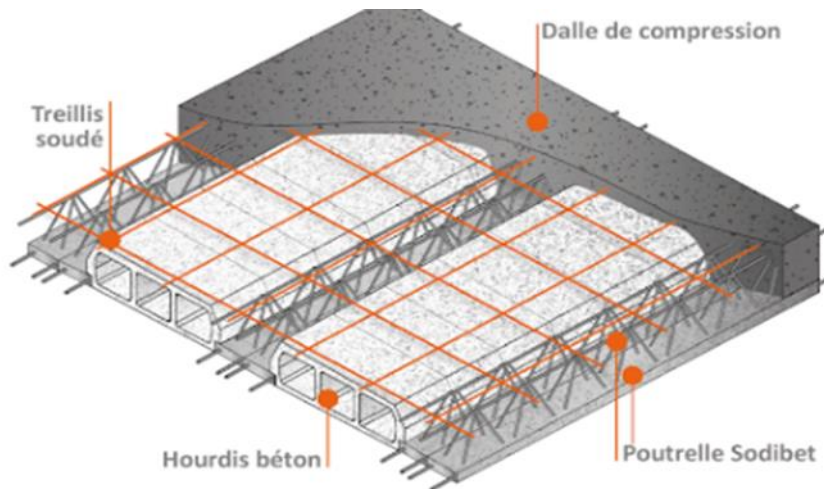


Figure I.1 : Plancher à corps creux.

- Planchers dalle pleine :

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

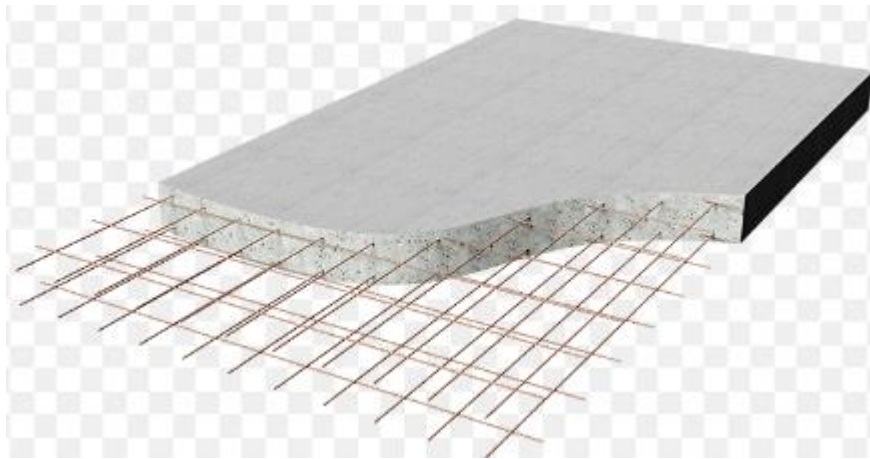


Figure I.2 : Plancher à dalle pleine.

- **La maçonnerie :**

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

- Mur extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

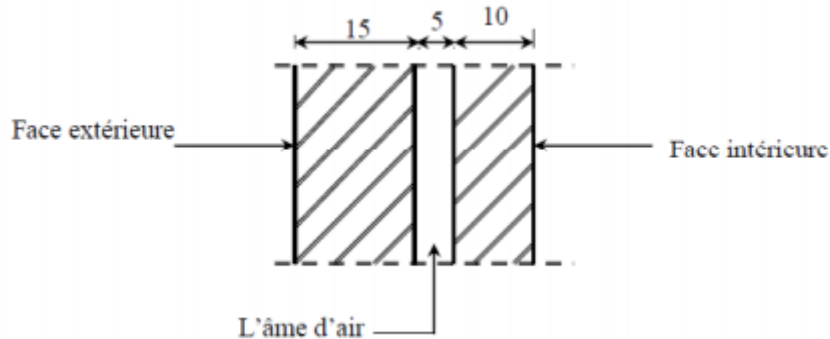


Figure I.3 : mur extérieur.

- Mur intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

- **La cage d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

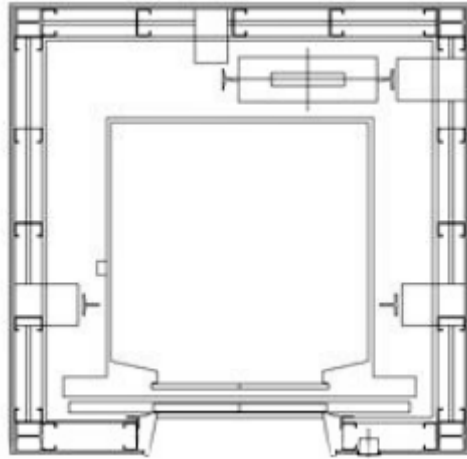


Figure I.4 : cage d'ascenseur.

- **Les escaliers**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

- **La terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'auteur et de 15 cm d'épaisseur.

- **Les balcons :**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

- **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.4. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1 bar.
- ✓ La nature du sol : sol meuble de catégorie (S₃).

I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux :

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

I.5.1. Le Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

a. Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.1. Résistances mécaniques du béton :

I.5.1.1.1. Résistance à la compression : CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage

courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28j$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

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

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

1.5.1.1.1. Résistance à la traction :

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

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

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

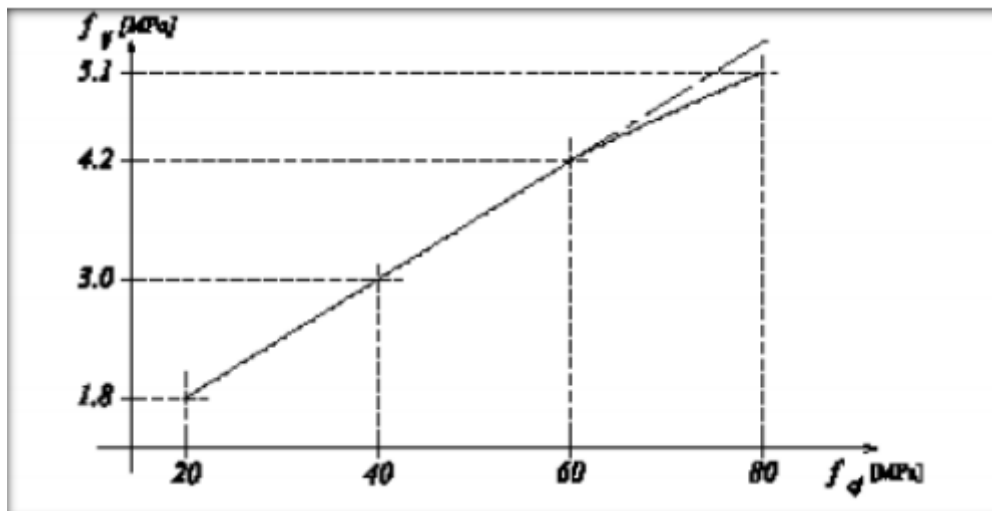


Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

1.5.1.2. Contraintes limite du béton:

-La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (BAEL 91/Art 4.3, 41)

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).
- $\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (ELU).
- $\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

Pour : J = 28 jours et en situation courante :

- $\theta = 1$ $\gamma_b = 1.5$ $f_{c28} = 25$ MPA
- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante : $f_{bc} = 14.2$ Mpa
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle : $f_{bc} = 18.48$ Mpa.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangle) comme la montre la figure ci-dessous :

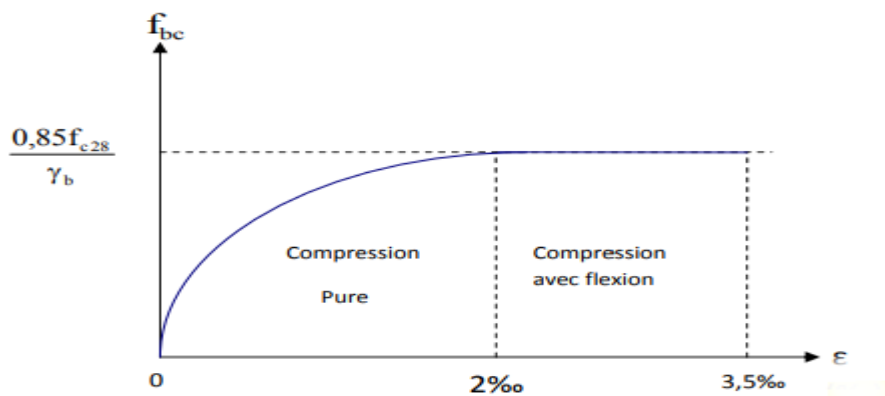


Figure I.6 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Pour :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ il s'agit d'une compression pure avec (ϵ_{bc} raccourcissement du béton)
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ il s'agit d'une compression avec flexion.

En compression pure les déformations relatives du béton sont limitées à 2 ‰.

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\sigma_{bc} = 14,2$ Mpa

-La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS:

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = f_{c28} / \gamma_b$ (BAEL 91/Art 4.3, 52) Au 28ème jour :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

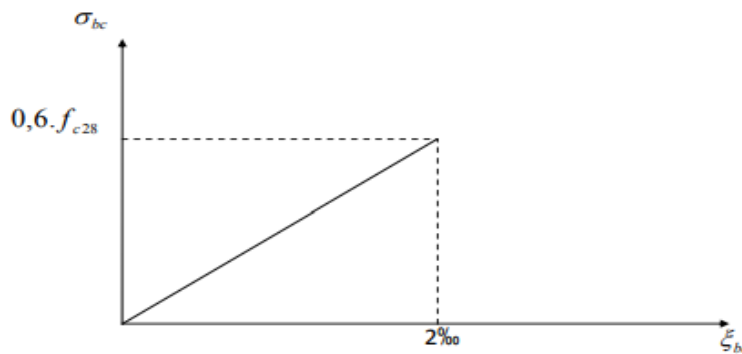


Figure I.7 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

-La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 / Art A. 5.1, 1)}$$

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

b, d : La largeur et hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \min [0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] \text{ pour une fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.}$$

I.5.1.5. Modules de déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- Module de déformation instantanée :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \text{ en MPa} \dots \dots \dots \text{(BAEL91 / Art A - 2 .1, 22)}$$

D'où : pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \dots \dots \dots \text{(BAEL91 / Art A - 2.1, 22)}$$

D'où : $E_{vj} = 10818.86$ [MPa]

I.5.1.6. Modules de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

I.5.1.7. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et déformation relative longitudinale dont les sont données par: [Art A.2.1.3 /BAEL 91 modifié 99]

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à ELU.

$\nu = 0,2$ pour le calcul des sollicitations à ELS.

I.5.2. Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

-Nuance pour 0,15 à 0,25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (feE215, feE235) - Acier à haute adhérence (feE400, feE500)

-Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L fe E500)

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à:

$E_s = 200\,000$ MPa

I.5.2.1. Diagramme déformation- contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s = 1,15$ cas général; $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400

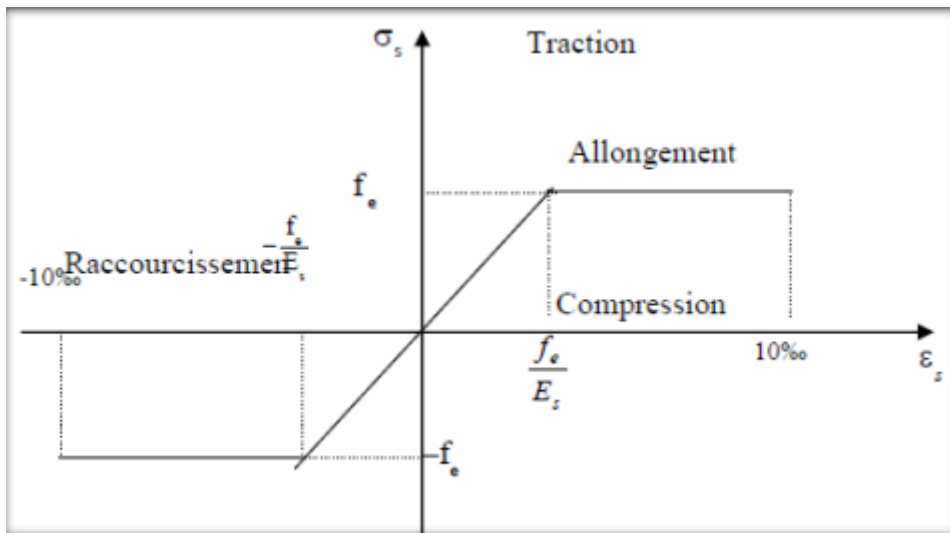


Figure I.8 : Diagramme déformations – contraintes

I.5.2.2. Contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable..... $\sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110 t_j \eta . f)$ MPa.

Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_{st} = \min (0.5f_e; 90 t_j \eta . f)$ MPA.

$\eta=1$ Pour les ronds lisses

$\eta=1.6$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6$ mm

$\eta=1.3$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6$ mm

η : coefficient de fissuration

-Poids volumique :

-Béton armé..... $\gamma_b=25$ kN/m³ .

-Béton non armé..... $\gamma_b=22$ kN/m³ .

-Acier..... $\gamma_b =78,5$ kN/m³ .

I.5.2.3.Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R

-Etats limites de service E.L.S

I.5.2.3.1. 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 parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003). On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.5.2.3.1.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections 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 à : $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composée. $\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$

I.5.2.3.1.2. 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	Déformations 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‰

Tableau I.1 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.

- Dans le domaine 03 le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale h de la section.

I.5.2.3.2.E.L.S :

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

I.5.2.3.2.1. Hypothèses de calcul :

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

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

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

$$\eta = E_s / E_b = 15 \text{ «Coefficient d'équivalence» .}$$

I.5.2.3.2.2. 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 :
1,35G+1,5Q

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

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

$$G+Q\pm E$$

$$G+Q\pm 1,2 E$$

$$0,8G\pm E$$

Avec :

G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E: effort de séisme

I.6. Règlement et normes utilisé :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

I.6.1.Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

Le DTR est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitations des bâtiments, de leurs modes d'évaluation et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

I.6.2.Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

Le RPA est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

I.6.3.Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91 modifié 99) :

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

I.6.4.Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistant (plancher, poutre, poteaux et voiles) est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99 version 2003**, le **BAEL91** et le **CBA93**.

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges et surcharge qui seront appliqué aux différents éléments de la structure.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi deux types des planchers: Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

II.2.1. détermination de l'épaisseur des planchers corps creux :

Dans cette structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$h_t/L \geq 1/22.5 \Rightarrow h_t \geq L/22.5$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis.

ht : Hauteur total du plancher.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{495}{22.5} = 22\text{cm.}$$

D'après cette condition, on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = (20+4) \text{ cm}$$

20cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

II.3. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Désignation de la charge	Valeur en Kn/m^2	
1 - Protection en gravillons roulé (4cm)	0.20	0.80
2 - Étanchéité multicouche (2cm)	0.12	0.12

3 - Forme de pente en béton léger (5cm)	0.90	0.90
4 - Asphalte coulé sablé (2.5cm) + polystyrène	0.50	0.66
5 - Plancher corps creux (20+4 cm)		3.20
6 - Enduit en plâtre (2cm)	0.10	0.20
La charge permanente	G=5.88	
La surcharge d'exploitation	Q=1.00	

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse (inaccessible public)

Désignation de la charge	Valeur en Kn/m^2	
1 - Revêtement Carrelage et mortier de pose (2cm)	0.20	0.40
2 - chape en mortier de ciment (2cm)	0.20	0.40
3 - lit de sable (2cm)	18×0.02	0.36
4 - Plancher corps creux (20+4 cm)		3.20
5 - Enduit en plâtre (2cm)	0.10	0.20
6 - Cloison en briques creuses	9×0.1	0.9
La charge permanente	G=5.46	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.

RQ : pour le RDC : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (locaux commercial)

Désignation de la charge	Valeur en Kn/m^2	
1 - Enduit extérieur en ciment (e = 2cm)	2 x 0,18	0,36
2 - Parois en brique creuse extérieur (e = 15cm)	9 x 0,15	1,35
3 - Parois en brique creuse intérieur (e =10cm)	9 x 0,10	0,9
4 - Enduit intérieur en ciment (e =1,5cm)	1,50 x 0,18	0,27
	G= 2,88	

Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur.

Remarque:

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

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

On prend $G_{ext} = G \times 70\% = 2.88 \times 0.7 = 2.2 \text{Kn/m}^2$

✓ **Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation:**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1 Q_2 Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{n+3}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{n+3}{2n}$ étant valable pour $[n \geq 5]$

niveaux	La dégression des charges par niveau (kn/m ²)	Charges (kn/m ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1
8	$NQ_1= Q_0+ Q_1$	2.5
7	$NQ_2= Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$	3.85
6	$NQ_3= Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	5.05
5	$NQ_4= Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	6.1
4	$NQ_5= Q_0+ 0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)$	7
3	$NQ_6= Q_0+ 0,75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
2	$NQ_7= Q_0+ 0,71 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.45
1	$NQ_8= Q_0+ 0,69(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.97

Tableau II.4 : La loi de dégression.

II.4.Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

II.4.1. Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon le R.P.A99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Selon le B.A.E.L 91, le critère de rigidité :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \text{avec : } h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 3 \quad L : \text{ la plus grande entre nus}$$

Pour le sens longitudinal, celui des poutres principales et d'après le BAEL91

On a :

$$L = 545 \text{cm.} \Rightarrow \frac{545}{15} \leq h_t \leq \frac{545}{10} \Rightarrow 36.33 \leq h_t \leq 54.5 \quad \text{On prend } h_t = 40 \text{cm.}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4 \quad \text{On prend } b = 30 \text{cm.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{40}{30} \leq 3 \Rightarrow 1.33 < 3$$

Les dimensions des poutres doivent être vérifié selon les conditions du RPA 99/V2003

$$b \geq 20 \text{cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{cm} \Rightarrow 30 \geq 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiées.}$$

$$h_t \geq 30 \text{cm} \quad \text{on prend } h_t = 40 \text{cm} \Rightarrow 40 \geq 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiées.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \text{on à } 1.3 < 4 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiées.}$$

Donc n prend **(30 X 40) cm²** comme section des poutres principales.

II.4.2. Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Pour le sens transversal, celui des poutres secondaires et d'après le BAEL91 On a :

$$L = 495\text{cm} \Rightarrow \frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \leq h_t \leq 49.5 \text{ On prend } h_t = 35\text{cm}.$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 35 = 31.5\text{cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 9.45 \leq b \leq 12.6 \text{ On prend } b = 30\text{cm}.$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 3 \Rightarrow 1.16 < 3$$

Les dimensions des poutres doivent être vérifiées selon les conditions du RPA 99/V2003

$b \geq 20\text{cm}$ on prend $b = 30\text{cm} \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiées.

$h_t \geq 30\text{cm}$ on prend $h_t = 35\text{cm} \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm}$ condition vérifiées.

$\frac{h_t}{b} \leq 4$ on a $1.16 < 4$ condition vérifiées.

Donc on prend **(30 X 35) cm²** comme section des poutres secondaires.

II.5. Détermination de la section du poteau :

Le calcul est basé sur le poteau le plus sollicité.

La section

afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

$$S = (5.15/2 \times 3.20/2) + (5.15/2 \times 3.60/2) + (3.80/2 \times 3.20/2) + (3.80/2 \times 3.60/2)$$

$$S = 15.22 \text{ m}^2$$

S : La surface afférente est donnée par :

On a Regroupé les poteaux en 3 familles selon les niveaux comme suit :

Catégorie 1-du RDC jusqu'au 3^{ème} étage

Catégorie 2-du 4^{ème} au 6^{ème} étage

Catégorie 3-du 7^{ème} au 9^{ème} étage

Calcul de l'effort normal ultime sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G = n \times (S \times G) + n \times (G_{pp} + G_{ps}). \text{ Avec: } n \text{ (le nombre de niveaux en dessus du poteau.)}$$

$$n=09$$

II.5.1. Pré-dimensionnement des poteaux type 1 :

Du RDC jusqu'au 3^{ème} étage :

Efforts de compression dus aux charges permanentes N_u :

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec: $n = 09$

$$G_{\text{terrasse}} = 5.88 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5.46 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{pp}} = 0,5 \times 0,3 \times 25 \times 3.40 = 12.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,4 \times 0,25 \times 25 \times 4.475 = 11.19 \text{ KN}$$

$$N_{\text{GT}} = G_t \times S + G_{\text{ec}} \times n \times S + n \times (G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}).$$

$$N_{\text{GT}} = (5.88 \times 15.22) + (5.46 \times 9 \times 15.22) + [(12.75 + 11.19) \times 9]$$

$$N_{\text{GT}} = 1052.86 \text{ kN}$$

(On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles BAEL 91 modifié 99)

$$N_G = 1.10 \times N_G = 1.10 \times 991.98 = 1158.15 \text{ KN}$$

Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q

$$N_Q = N_Q \times S = 9.97 \times 15.22$$

$$N_Q = 151.74 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_Q \times 1,15 = 174.51 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = (1,35 \times 1158.15) + (1,5 \times 174.51)$$

$$N_u = 1825.27 \text{ KN}$$

Détermination de la section du poteau (a×b)

Détermination de a :

La longueur de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement C'est-à-dire ≤ 50

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

$$L_f = 0,7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m} = 285.6 \text{ cm}.$$

Elancement :

On appelle élancement λ , le rapport :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Ou i est le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section.

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

B : aire de la section de béton.

$$B = a \cdot b$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.290a$$

$$\lambda = \frac{285.6}{0.290a} [50 \Rightarrow a \geq \frac{285.6}{0.290 \times 50} = 19.96 \text{ cm}]$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = \frac{285.6}{0.290a} [50 \Rightarrow \lambda = \frac{285.6}{0.290 \times 45} = 21.88 < 50 \dots \text{condition vérifier.}]$$

Détermination de b :

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

$$N_u [\alpha [\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b \cdot \sigma} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]]$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43(b - 2)$$

$$A_s = 0,7\%(\text{zone III}) \text{ Selon RPA 99 version 2003}$$

$$A_s = 0,07[43(b - 2)] = 3.01(b - 2)$$

Avec:

B_r : Section réduite.

α : Coefficient fonction de λ .

A_s : Section d'armature longitudinales.

$$\alpha = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2]} = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{21.88}{35})^2]}$$

$$\alpha = 0.79 = 0.8$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; \xi = 1 ; \gamma_s = 1.15$$

$$N_u \leq 0.8 \left[\frac{43(b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 1 \times 10} + 3.01(b - 2) \frac{400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 147.46 (b - 2)$$

$$b \geq \frac{1825.27}{147.46} + 2$$

$$b \geq 14.38$$

Donc on prend : **b = 45 cm**

On adopte pour des poteaux du RDC au 3^{ème} étages une section carrée **(45 × 45)cm²**.

II.5.2. Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 :

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left[\begin{array}{l} - \min (a ; b) = \min (45 ; 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ - \min (a ; b) = \min (45 ; 45) = 45 > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \quad \text{condition vérifiée.} \\ - \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_e Hauteur d'étage.

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux pris en compte pour les différents étages de la construction :

Niveau	Sections des poteaux (cm ²)
RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	45×45
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	40×40
7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	35×35

Tableau II.5 : dimensions des poteaux.

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

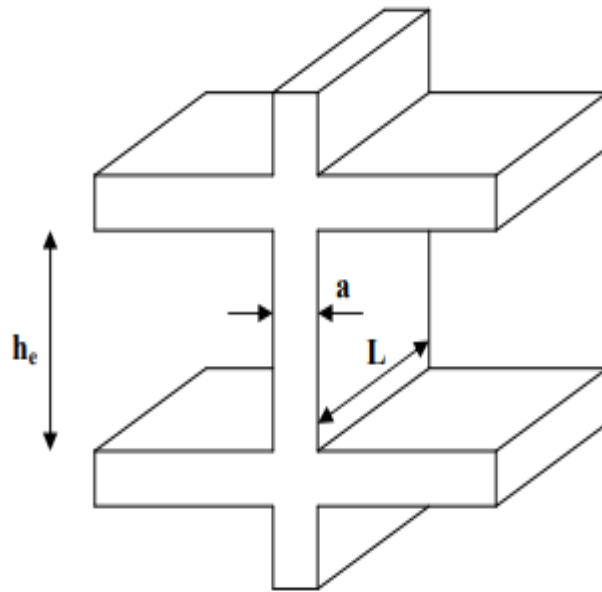


Figure II.1 : schéma de voile.

D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

-Pour le RDC :

On a : $h_e = h - e_p$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow a \geq \max [19.4 \text{ cm}; 15\text{cm}]$$

$$a \geq 19.4 \Rightarrow \mathbf{a = 20 \text{ cm.}}$$

-Pour l'étage courant :

On a : $h_e = h - e_p$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow a \geq \max [14.3 \text{ cm}; 15\text{cm}]$$

$$a \geq 15 \Rightarrow \mathbf{a = 20 \text{ cm}}$$

b) Vérification selon le RPA :

- $L \geq 4a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$

h_e : hauteur libre entre deux étages.

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

- Vérification de la condition : $L > 4a$:

Dans notre projet la plus petite longueur du voile est : $L_{\min} = 190$ cm

$$L_{\min} = 190 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Chapitre III

Etude du plancher

III.1.Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements des sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges ;
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles) ;
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages ;
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

On peut distinguer deux grandes classes de planchers :

- Les planchers coulés sur place ou planchers dite {traditionnels} ;
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III.2.planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur.



Figure III.1: plancher corps creux.

Les corps creux (généralement en béton) sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher :

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en T inversé, les armatures sont entièrement enrobées de béton ;

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudés).

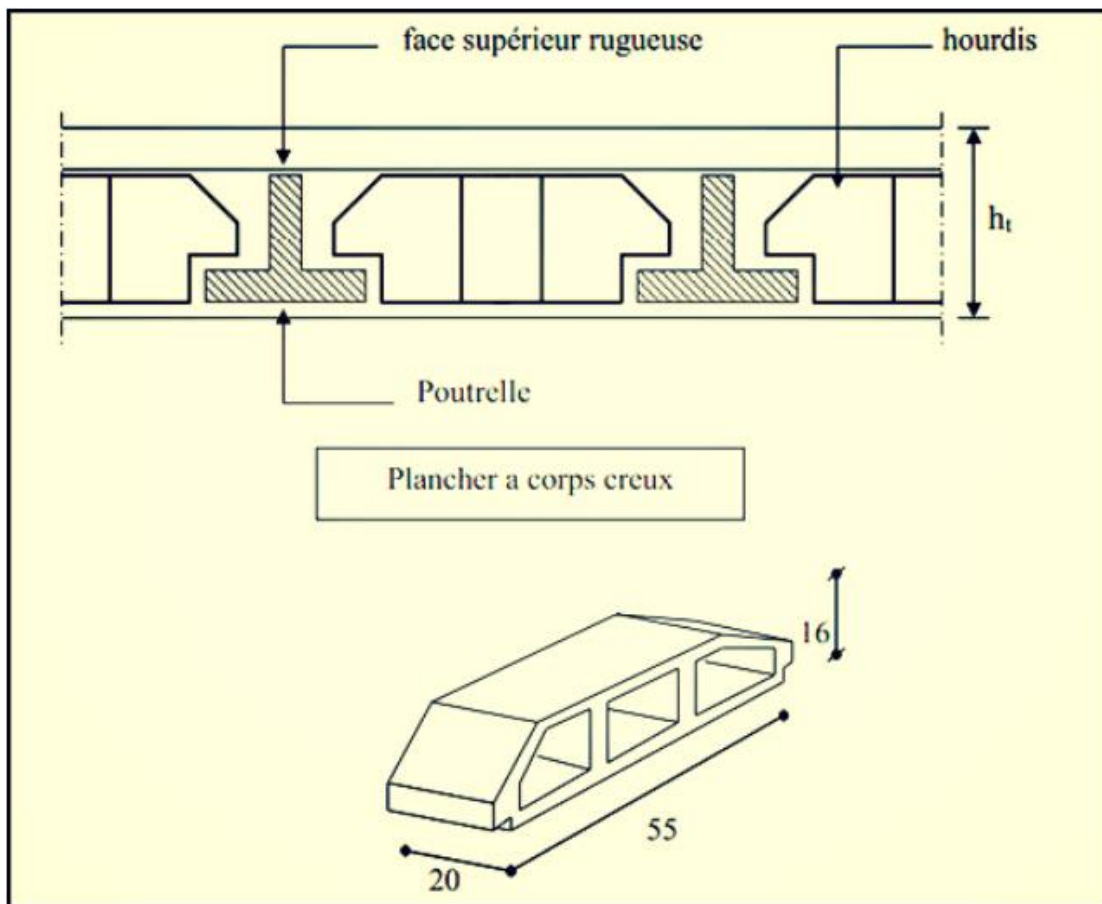


Figure III.2: Coupe A-A plancher à corps creux.

III.3. Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5\text{kN/m}^2$).

La hauteur du plancher est 24 cm soit (20+4) cm

- 20 cm : corps creux
- 4 cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes.

- Hauteur du plancher : $h_t=24$ cm
- Largeur de la nervure : $b_0=12$ cm
- Épaisseur de la dalle de compression: $h_0=4$ cm

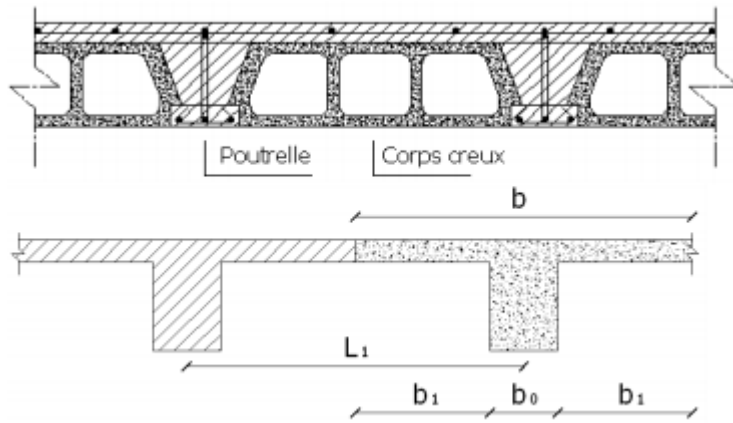


Figure III.3 : Plancher à corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

La portée maximale est : $L = 5.15 \text{ m}$ $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (b - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \quad \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 515 / 10 = 51.5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

On prend: **$b_1 = 26,5 \text{ cm}$** .

(1) $\Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$. Donc on prend dans le calcul $b = 65 \text{ cm}$.

III.4. Calcul des poutrelles :

III.4.1. Méthodes des calculs :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée " Méthode forfaitaire".

III.4.1.1 Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

III.4.1.1.1. Conditions d'application :

L'application de cette méthode suppose la vérification des conditions suivantes :

- a. La charge d'exploitation (est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou à 5 Kn/m^2) $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ Kn/m}^2)$;
- b. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans toutes les travées $I=Cte$;
- c. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;

d. Fissuration non préjudiciable ou peu préjudiciable.

III.4.1.1.2.Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$1) M_t \geq [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive} \end{cases}$$

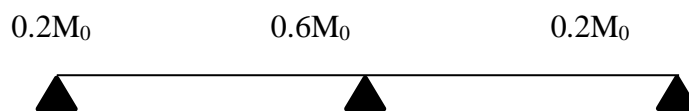
M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée Le moment sur l'appui droit de la travée

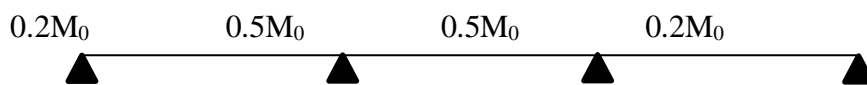
$\alpha = [\frac{Q}{G+Q}]$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

• **Valeurs des moments aux appuis:**

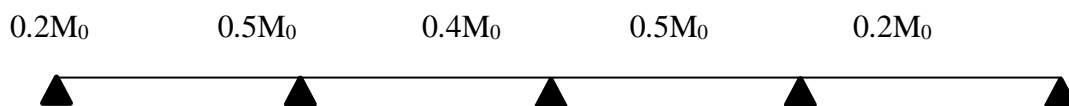
Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



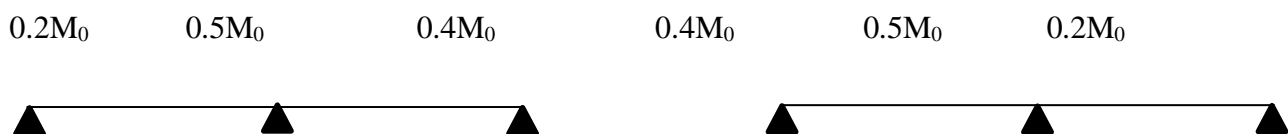
Poutre à 2 travées



Poutre à 3 travées.



Poutre à 4 travées.



Poutre à plus de 4 travées.

- **Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q.L}{2}$$

III.4.1.2. La méthode forfaitaire modifié :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières

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 porter 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 : Schéma explicatif.

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 :

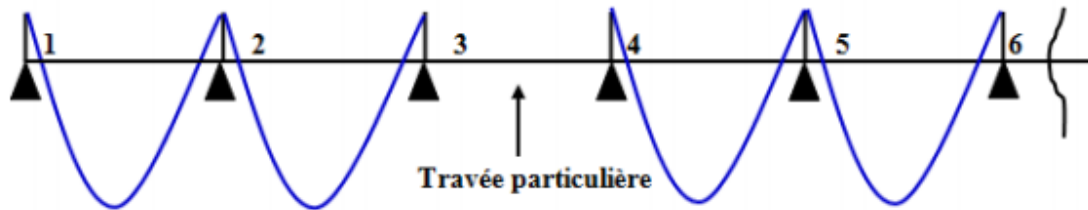
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc}-x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); \quad x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q.L_{bc}}$$

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).

- **Exemple de calcul :**



On a :

$$M_{0(1-2)} = M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = M_{0(5-6)} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{1.35GL^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0.2M_{0(1-2)}$$

$$M_{a2} = 0.4 \max [M_{0(1-2)} ; M_{0(2-3)}]$$

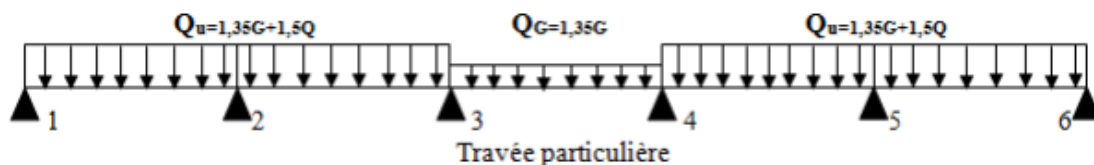
$$M_{a3} = 0.5M_{0(2-3)}$$

$$M_{a4} = 0.5M_{0(4-5)}$$

$$M_{a5} = 0.4 \max [M_{0(4-5)} ; M_{0(5-6)}]$$

$$M_{a6} = 0.2M_{0(5-6)}$$

b-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :



Pour la recherche du moment $M_t(3-4)$ min, on considère le chargement suivant :

Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = \frac{Q_G(L-x)}{2} + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L}\right) - M_{a4} \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); \quad x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:

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

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).

III.4.1.3. La méthode des trois moments:

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

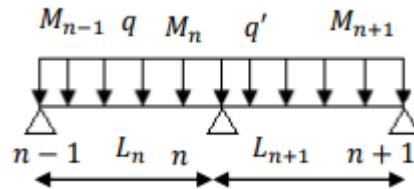


Figure III.5 : Schéma explicatif.

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.

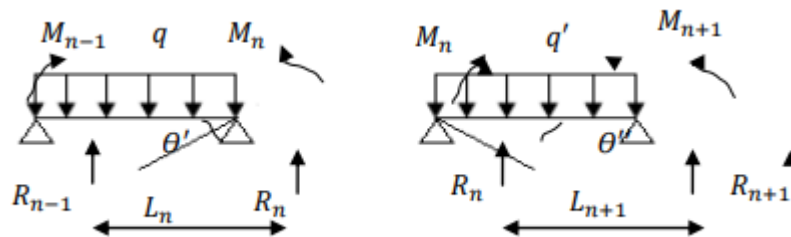


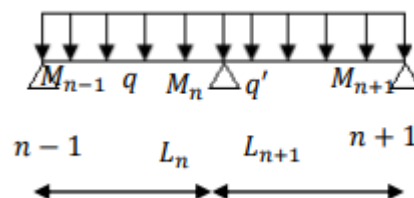
Figure III.6 : Schéma explicatif.

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.



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.

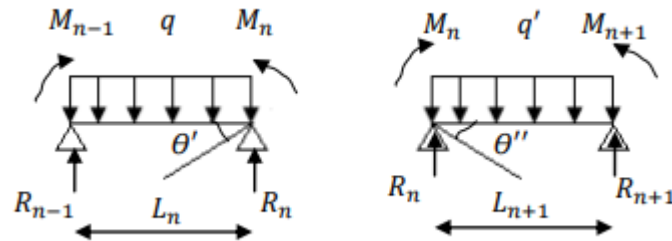


Figure III.7 : Schéma explicatif.

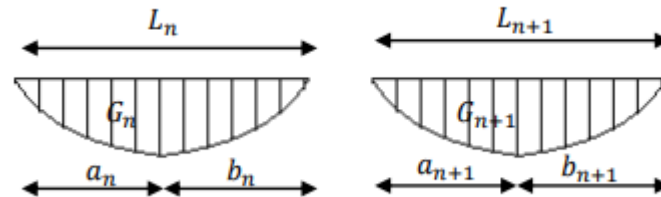


Figure III.8 : Schéma explicatif.

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 :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_n - 1 \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI}$$

Et

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{3EI}$$

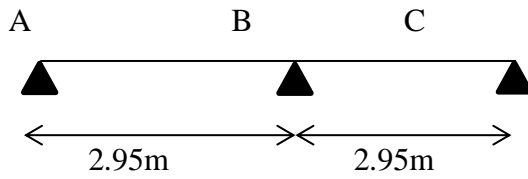
$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

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

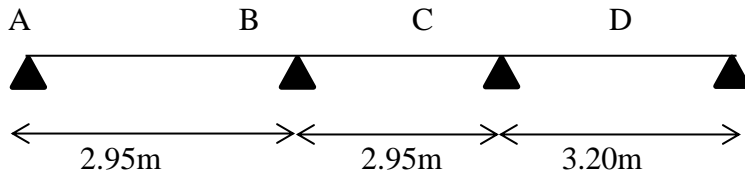
III.5. Etude des Planchers RDC, étage courant :

Notre construction comporte 04 types de poutrelles : sachant que G est une charge permanente uniformément répartie et Q est une charge d'exploitation uniformément répartie.

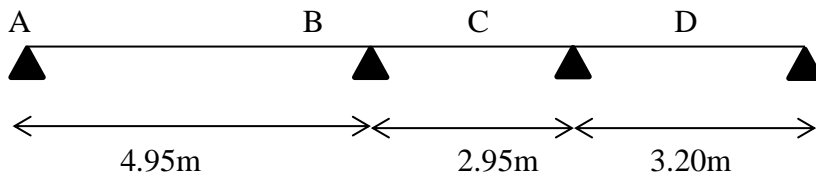
Type(1) :



Type(2) :



Type(3) :



Type(4) :

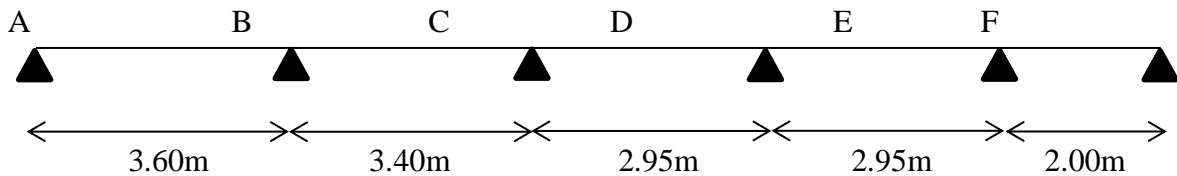


Figure III.9 : Schéma de types des poutrelles.

III.5.1. Les combinaisons des charges :

Type de plancher	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	N _u =1.35G+1.5Q	N _s =G+Q
Plancher terrasse	5.88	1	9.44	6.88
Plancher étage courant	5.46	1.5	9.62	6.96

Tableau III.1 : Charge et surcharge des planchers.

III.5.2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

$G=5.46 \text{ kN/m}^2$, $Q=1.5 \text{ kN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ kN/m}^2 < \max [2G=10.12 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2]$ Condition vérifiée

Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$)..... Condition vérifiée.

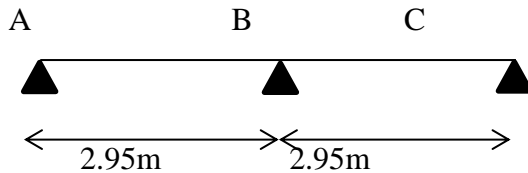
Fissuration :

Plancher (étage courant) : fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifiée.

III.5.3. Etude planché étages courants :

Le calcul se fait à l'E.L.U

TYPE (1) :



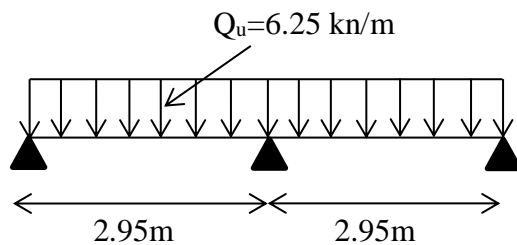
Le rapport des portées successives :

Travées	A-B	B-C
Portée	2.95	2.95
Rapport	1	

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ est satisfait on utilise **la méthode forfaitaire**

III.5.3.1.Calcul des sollicitations :

$$Q_u = N_u \times 0.65 = 6.25 \text{ Kn/ml}$$



Moment isostatique :

$$M_{0(A.B)} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{6.25 \times 2.95^2}{8} = 6.80 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0(B.C)} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{6.25 \times 2.95^2}{8} = 6.80 \text{ Kn.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_{a(A)} = 0.2M_{0(A.B)} = 1.36 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a(B)} = 0.6 \max [M_{0(A.B)} ; M_{0(B.C)}] = 4.08 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a(C)} = 0.2M_{0(B.C)} = 1.36 \text{ Kn.m}$$

Moment en travée :

$$1) M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.23$

Travée AB:

$$\begin{cases} M_t \geq \max [7.14; 7.21] - \frac{1.36 + 4.08}{2} = 4.52 \Rightarrow M_{t(A.B)} = 4.52 \text{Kn. m} \\ M_t \geq 0.63 \times 6.80 = 4.28 \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} M_t \geq \max [7.14; 6.86] - \frac{4.08 + 1.36}{2} = 4.52 \Rightarrow M_{t(A.B)} = 4.52 \text{Kn. m} \\ M_t \geq 0.63 \times 6.80 = 4.28 \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{Ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{Ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{travée AB} \begin{cases} T_A = \frac{Q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6.25 \times 2.95}{2} + \frac{1.36 - 4.08}{2.95} = 8.30 \text{KN} \\ T_B = -\frac{Q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6.25 \times 2.95}{2} + \frac{1.36 - 4.08}{2.95} = -10.14 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = \frac{Q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6.25 \times 2.95}{2} + \frac{4.08 - 1.36}{2.95} = 10.14 \text{KN} \\ T_C = -\frac{Q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6.25 \times 2.95}{2} + \frac{4.08 - 1.36}{2.95} = -8.30 \text{KN} \end{cases}$$

III.5.3.2. Les diagrammes des moments et des efforts tranchants:

Type (1):

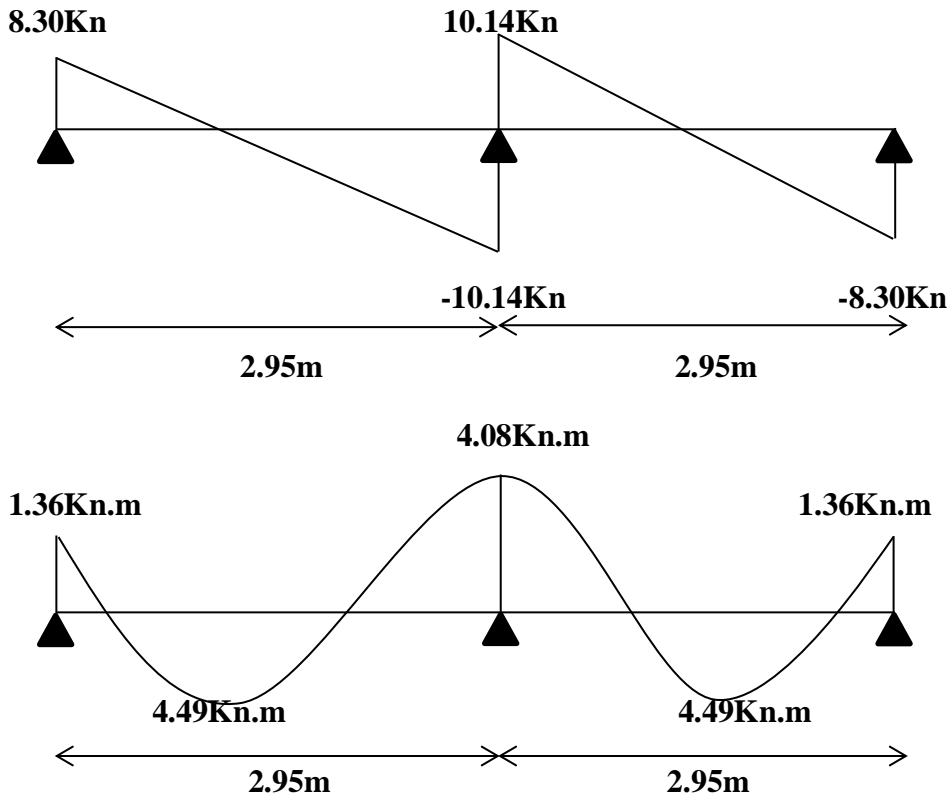


Figure III.10 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants.

Types de plancher	travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
Type (1)	AB	2.95	6.80	4.52	1.36	4.08	8.30	-10.14	4.92	3.27	0.98	2.95
	BC	2.95	6.80	1.52	4.08	1.36	10.14	-8.30	4.92	3.27	2.95	0.98
Type (2)	AB	2.95	6.80	4.86	1.36	3.40	8.53	-9.92	4.92	3.52	0.98	2.46
	BC	2.95	6.80	3.62	3.40	4.00	9.02	-9.43	4.92	2.62	2.46	2.90
	CD	3.20	8.00	5.72	4.00	1.60	10.76	-9.26	5.79	4.14	2.90	1.16
Type (3)	AB	4.95	19.15	13.69	3.83	9.58	14.32	-16.64	13.86	9.90	2.77	6.93
	BCmin	2.95	4.35	-1.24	8.37	3.50	7.55	-4.25	3.22	-0.81	6.03	2.52
	BCmax	2.95	5.94	3.18	2.97	2.56	8.20	-7.92	4.28	2.27	2.14	1.90
	CD	3.20	8.00	5.72	4.00	1.6	10.76	-9.26	5.79	4.14	2.90	1.16
Type (4)	AB	3.60	10.13	7.24	2.03	5.07	10.41	-12.10	7.33	5.24	1.47	3.66
	BC	3.40	9.04	5.28	5.07	3.61	11.06	-10.20	6.54	3.82	3.66	2.61
	CD	2.95	6.80	4.07	3.61	2.72	9.35	-8.92	4.92	2.95	2.61	1.97
	DEmin	2.95	4.35	2.02	2.97	1.74	6.32	-5.48	3.22	1.52	2.14	1.29
	DEmax	2.95	5.94	4.48	2.18	0.8	8.53	-7.59	4.28	3.20	1.61	0.59
	EF	2.00	3.13	1.98	3.40	0.63	7.64	-4.87	2.26	1.43	2.46	0.45

Tableau III.2: Tableau recapulative des resultants

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 13.69 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{rive max}} = 3.83 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{inter max}} = 9.58 \text{ Kn. m} \\ T_{\max} = -16.64 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 9.90 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{rive max}} = 2.77 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{inter max}} = 6.93 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

III.5.3.3. Calcul du ferrailage :

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 »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{21.6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13.69 \text{ Kn. m} < M_t = 32.42 \text{ Kn. m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 13.69 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.69 \times 10^3}{65 \times (21.6)^2 \times 14.17} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.69 \times 10^3}{0.984 \times 21.6 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]} = \frac{12 \times 24^2 + (65 - 12) \times 4^2}{2[12 \times 24 + (65 - 12) \times 4]} = 7.76 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 24 - 7.76 = 16.24 \text{ cm}$$

$$I = b_0 \times \frac{h_t^2}{2} + (b - b_0) \frac{(h_t)^3}{3} - [b_0 \times h_t + (b - b_0)h_0] V^2$$

$$I = 12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{(24)^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12)4] 7.76^2 = 21757.12 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 16.24} \times \frac{2.1}{400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : **3T10** ; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

▪ **Sur appui :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

• **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.58 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.121 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.164 \rightarrow \beta = 0.935 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.935 \times 21.6 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 7.76} \times \frac{2.1}{400} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ cal}} = 1.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : **2T8(filante) + 2T8(chapeau)** ; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Sur appui de rive :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.83 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.83 \times 10^3}{0.975 \times 21.6 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 7.76} \times \frac{2.1}{400} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0.53 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

On prend : **1T10 (filante) + 1T10 (chapeau)** ; $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

III.5.3.3.1. Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser}=9.90$ 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.

$b=65$ cm; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36$ cm²; $d=21.6$ cm; $b_0=12$ cm.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1188.64 = 0 \Rightarrow y = 4.35\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1783.45 + 0.76 + 10533.71$$

$$I = 12317.92 \text{ cm}^4$$

I. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.90 \times 10^3}{12317.92} \times 4.35 = 3.5\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

II. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{16.64 \times 10^3}{120 \times 216} = 0.64 \text{ MPa}$$

III. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6.86\text{mm}$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

i. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(19.44; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 19.44\text{cm}$$

On Prend: $S_t = 20\text{cm}$

ii. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{x} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{x - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{\max} \left[x - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{x}$$

On calcul la distance « X » :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{Q_u \times L} = \frac{4.95}{2} + \frac{3.83 - 9.58}{6.25 \times 4.95} = 2.26\text{m}$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16.64 \times (4.95 - 0.12)}{4.95} = 16.24\text{Kn}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16.24 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.62$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0.62 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = -6.53 \cdot 10^{-4}\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

iii. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0.4MPa\right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{0.71}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0.4 \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02 \text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = 0.02$

On prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3\text{cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15\text{cm} \end{array} \right\}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10\text{cm} ; 15 \text{cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\text{cm} ; \text{ on prend } S_t=10\text{cm}$$

V. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16.64\text{Kn}$$

$$M_{\text{appuis}} = 9.58\text{Kn.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appuis}}}{0.9 \cdot d} = \frac{9.58}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 49.28\text{Kn}$$

$$F_u=49.28\text{Kn} > T_u=16.64\text{Kn}$$

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

VI. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\sigma_b \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times T \cdot \gamma_b}{0.85 \times b_0 \cdot f_{c28}} = 0.019m = 1.90cm$$

$$a = \min(a' ; 0.9d)$$

a' : la largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : la largeur de l'appui du poteau = 45cm.

c' : l'enrobage = 2cm

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(41cm ; 19.44cm) = 19.44cm$$

a = 19.44cm > 1.8 cm condition vérifier.

VII. Entrainement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \cdot \mu \cdot n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : coefficient de cisaillement ; $\Psi_s = 1.5$ pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; T = 16.64KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi \cdot \Phi = \pi \times 1 = 3.14cm$.

$$\tau_{ser} = \frac{16.64 \times 10^3}{19.44 \times 3.14 \times 10^2} = 2.73MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = 2.73MPa \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15MPa$$

VIII. 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.

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa$$

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5.5 = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

III.5.3.3.2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.041 < 0.045 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow 0.041 < 0.048 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.01 > 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

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

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 1000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

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

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{(h - h_0) b_0 (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 24 - 4\right) + \left[\frac{(24 - 4) \times 12 \times (24 - 4)}{2}\right] + 15 \times 2.36 \times 2}{(65 \times 4) + (24 - 4)12 + 15 \times 2.36} = 15.30\text{cm}$$

➤ **Charges prises en comptes :**

- 1) Charge avant mise de revêtement : $J = 3.2 \times 0,65 = 2.08 \text{ KN/m}$.
- 2) Charge après mise de revêtement : $G = 5.46 \times 0,65 = 3.55 \text{ KN/m}$.
- 3) Charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5.46+1,5) \times 0,65 = 4.53 \text{ KN/m}$.

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0.85 \times J \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 2.08 \times 4.95^2}{8} = 5.42\text{Kn. m}$$

$$M_G = \frac{0.85 \times G \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 3.55 \times 4.95^2}{8} = 9.24\text{Kn. m}$$

$$M_P = \frac{0.85 \times P \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.53 \times 4.95^2}{8} = 11.79\text{Kn. m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{5.42 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 118.14\text{MPa}$$

$$\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9.24 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 201.41\text{MPa}$$

$$\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11.79 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 256.99\text{MPa}$$

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

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right)f} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.009} = 4.57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.57 = 1.83$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i) :**

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

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_j) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 118.14) + 2.1} = 0.42 \\ \mu_G = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_G) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 201.41) + 2.1} = 0.61 \\ \mu_P = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_P) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 256.99) + 2.1} = 0.67 \end{cases}$$

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

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; I_0 = I_G = 36353.03 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.42} = 13697.45 \text{ cm}^4 \\ I_{fG} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_G} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.61} = 10557.42 \text{ cm}^4 \\ I_{fP} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_P} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.67} = 9844.74 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + (1.83 \times 0.61)} = 18895.40 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\begin{cases} F_j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{5.42 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 13697.45} = 0.31 \text{ cm} \\ F_G = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fG}} = \frac{9.24 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 10557.42} = 0.68 \text{ cm} \\ F_P = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fP}} = \frac{11.79 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 9844.74} = 0.89 \text{ cm} \end{cases}$$

$$F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{9.24 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 18895.40} = 1.09 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_v - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG} = 1.09 - 0.31 + 0.89 - 0.68$$

$$F_{\text{total}} = 0.99 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.99 \text{ cm} \leq F_{\text{adm}} = 0.99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

III.5.3.4. Dessin de ferrailage des poutrelles :

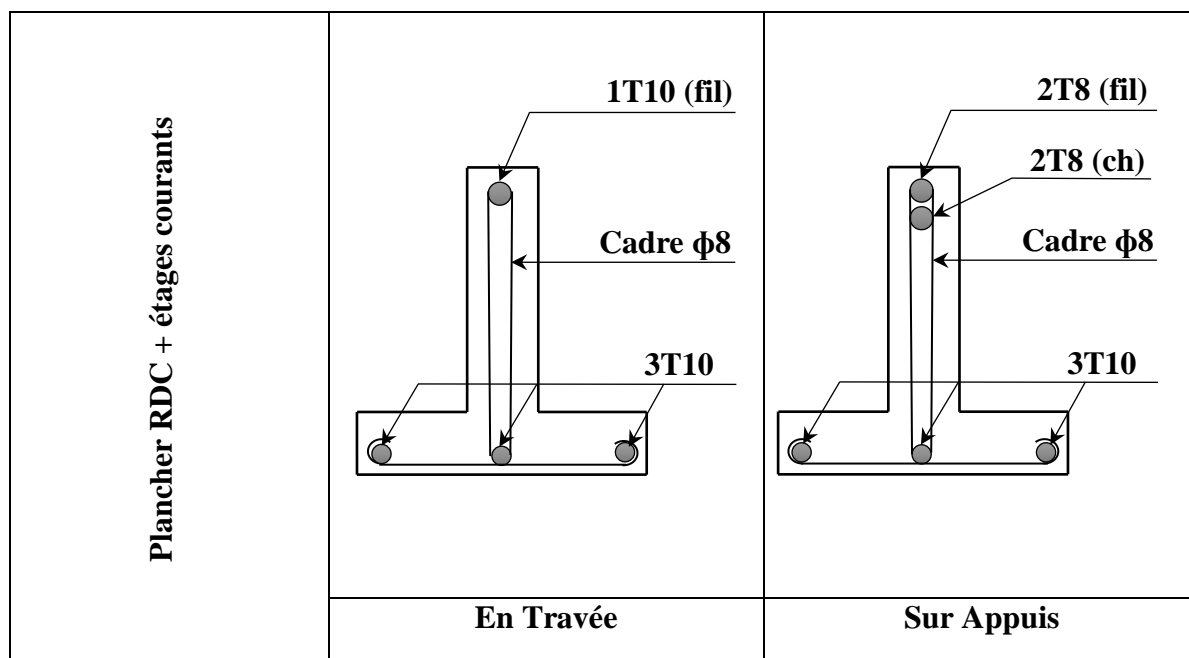


Figure III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC.

III.6. Etude planché terrasse :

III.6.1. Méthode de calcul :

Vu que la 3ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), donc on utilise la méthode des trois moments pour le calcul des poutrelles

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Types de plancher	travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
Type (1)	AB	2.95	6.67	3.00	1.33	6.01	7.47	-10.63	4.86	2.19	0.97	4.38
	BC	2.95	6.67	3.00	6.01	1.33	10.63	-7.47	4.86	2.19	4.38	0.97
Type (2)	AB	2.95	6.67	3.55	1.33	4.91	7.84	-10.26	4.86	2.63	0.97	3.50
	BC	2.95	6.67	1.37	4.91	5.70	8.78	-9.31	4.86	0.88	3.50	4.47
	CD	3.20	7.85	4.22	5.70	1.57	11.11	-8.53	5.72	2.92	4.47	1.14
Type (3)	AB	4.95	18.79	10.73	3.76	12.36	13.45	-16.92	13.70	7.85	2.74	8.95
	BC	2.95	6.67	-1.46	12.36	3.91	11.91	-6.19	4.86	-1.19	8.95	3.17
	CD	3.20	7.85	5.11	3.91	1.57	10.55	-9.08	5.72	3.57	-3.17	1.14
Type (4)	AB	3.60	9.94	5.06	1.99	7.76	9.44	-12.65	7.24	6.52	1.14	0
	BC	3.40	8.86	2.63	7.76	4.71	11.33	-9.53	6.46	6.46	0	0
	CD	2.95	6.67	2.04	4.71	4.56	9.10	-9.00	4.86	4.86	0	0
	DE	2.95	6.67	2.53	4.56	3.73	9.33	-8.77	4.86	4.38	0	0.97

	EF	2.00	3.07	0.89	3.73	0.61	7.69	-4.58	2.46	1.53	0.97	0.45
--	----	------	------	------	------	------	------	-------	------	------	------	------

Tableau III.3: Tableau recapitulative des resultants.

III.6.2.Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales acquise de la méthode des trios moments :

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{E, L, U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 10.73 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{rive max}} = 3.76 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{inter max}} = 12.36 \text{ Kn. m} \\ T_{\max} = -16.92 \text{ Kn} \end{array} \right. \qquad \mathbf{E, L, S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7.85 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{rive max}} = 2.74 \text{ Kn. m} \\ M_{\text{inter max}} = 8.95 \text{ Kn. m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

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 »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{21.6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 32.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 10.73 \text{ Kn. m} < M_t = 32.42 \text{ Kn. m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 10.73 \text{ kN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.73 \times 10^3}{65 \times (21.6)^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.025 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.73 \times 10^3}{0,987 \times 21.6 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]} = \frac{12 \times 24^2 + (65 - 12) \times 4^2}{2[12 \times 24 + (65 - 12) \times 4]} = 7.76 \text{ cm}$$

$$V' = h_t - V = 24 - 7.76 = 16.24 \text{ cm}$$

$$I = b_0 \times \frac{ht^2}{2} + (b - b_0) \frac{(h_t)^3}{3} - [b_0 \times h_t + (b - b_0)h_0]V^2$$

$$I = 12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{(24)^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12)4]7.76^2 = 21757.12 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 16.24} \times \frac{2.1}{400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{cal})} = 1.44 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : **3T10** ; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

▪ **Sur appui :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

• **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.36 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.156 \rightarrow \beta = 0.915$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.36 \times 10^3}{0.915 \times 21.6 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 7.76} \times \frac{2.1}{400} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ cal}} = 1.80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : **1T12(filante) + 1T12(chapeau)** ; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

• **Sur appui de rive :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.76 \times 10^3}{12 \times 21.6^2 \times 14.17} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.76 \times 10^3}{0.975 \times 21.6 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{I}{0.8 \cdot h_t \cdot V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{21757.12}{0.81 \times 24 \times 7.76} \times \frac{2.1}{400} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{cal})} = 0.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On prend : **1T10 (filante) + 1T10 (chapeau)** ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.6.2.1. Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{\text{ser}}=7.85 \text{ KN.m}$)

• **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.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2.36 \text{ cm}^2$; $d=21.6 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1188.64 = 0 \Rightarrow y = 4.35\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1783.45 + 0.76 + 10533.71$$

$$I = 12317.92 \text{ cm}^4$$

I. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{7.85 \times 10^3}{12317.92} \times 4.35 = 2.77\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.77\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

II. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{16.92 \times 10^3}{120 \times 216} = 0.65\text{MPa}$$

III. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 6.86 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

i. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(19.44 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 19.44 \text{ cm}$$

On Prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

ii. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{x} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{x - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{\max} [x - \left(\frac{h}{2}\right)]}{x}$$

On calcul la distance « X » :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{Q_u \times L} = \frac{4.95}{2} + \frac{3.76 - 12.36}{5.46 \times 4.95} = 2.16 \text{ m}$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16.92 \times (4.95 - 0.12)}{4.95} = 16.51 \text{ Kn}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16.51 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.64$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0.64 - (0.3 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = 0.55 \cdot 10^{-4} \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

iii. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right)}{2}; 0.4 \text{MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{0.64}{2}; 0.4 \text{MPa} \right) = 0.32 \text{MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0.4 \cdot b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02 \text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} = 0.02$

On prend $S_t = 15 \text{cm}$.

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 15 \text{cm} \end{array} \right\}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{cm}) = \min(10 \text{cm}; 15 \text{cm}) = 5 \text{cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{cm}; \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{cm}$$

V. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16.92 \text{Kn}$$

$$M_{\text{appuis}} = 12.36 \text{Kn.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appuis}}}{0.9 \cdot d} = \frac{12.36}{0.9 \times 21.6 \times 10^{-2}} = 63.58 \text{Kn}$$

$$F_u = 63.58 \text{Kn} > T_u = 16.92 \text{Kn}$$

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

VI. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma_b} = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma_b} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\sigma_b \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times T \cdot \gamma_b}{0.85 \times b_0 \cdot f_{c28}} = 0.019\text{m} = 1.90\text{cm}$$

$$a = \min(a' ; 0.9d)$$

a' : la largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : la largeur de l'appui du poteau = 45cm.

c' : l'enrobage = 2cm

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41\text{cm}$$

$$a = \min(41\text{cm} ; 19.44\text{cm}) = 19.44\text{cm}$$

a = 19.44cm > 1.9 cm condition vérifier.

VII. Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0.9d \cdot \mu \cdot n} \leq \overline{\tau_{\text{ser}}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψs : coefficient de cisaillement ; Ψs=1.5 pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; T = 16.92KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendues ; μ = π · Φ = π × 1 = 3.14cm.

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{16.92 \times 10^3}{19.44 \times 3.14 \times 10^2} = 2.77\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 2.77\text{MPa} \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15\text{MPa}$$

VIII. 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.

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33\text{cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5.5 = 5.5 \times 1 = 5.5\text{cm}$$

III.6.2.2.Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.041 < 0.045 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow 0.041 < 0.038 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.01 > 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

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

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 1000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

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

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ **Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{(h - h_0) b_0 (h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 24 - 4 \right) + \left[\frac{(24 - 4) \times 12 \times (24 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times 2}{(65 \times 4) + (24 - 4)12 + 15 \times 2.36} = 15.30 \text{ cm}$$

➤ **Charges prises en comptes :**

1) Charge avant mise de revêtement : $J = 3.2 \times 0.65 = 2.08 \text{ KN/m}$.

2) Charge après mise de revêtement : $G = 5.88 \times 0.65 = 3.82 \text{ KN/m}$.

3) Charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5.88+1) \times 0.65 = 4.47 \text{ KN/m}$.

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0.85 \times J \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 2.08 \times 4.95^2}{8} = 5.42 \text{ Kn.m}$$

$$M_G = \frac{0.85 \times G \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 3.82 \times 4.95^2}{8} = 9.95 \text{ Kn.m}$$

$$M_P = \frac{0.85 \times P \cdot L^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.47 \times 4.95^2}{8} = 11.64 \text{ Kn.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_J = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{5.42 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 118.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9.95 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 216.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11.64 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 21.6} = 253.72 \text{ MPa}$$

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

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) f} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.01} = 4.57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.11 = 1.83$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i) :**

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

$$\begin{cases} \mu_J = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_J) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 118.14) + 2.1} = 0.42 \\ \mu_G = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_G) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 216.88) + 2.1} = 0.63 \\ \mu_P = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_P) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.009 \times 253.72) + 2.1} = 0.67 \end{cases}$$

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

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_0 = I_G = 36353.03 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.42} = 13697.45 \text{ cm}^4 \\ I_{fG} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_G} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.63} = 10308.67 \text{ cm}^4 \\ I_{fP} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_P} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + 4.57 \times 0.67} = 9844.74 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 36353.03}{1 + (1.83 \times 0.63)} = 18574.17 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\begin{cases} F_J = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{5.42 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 13697.45} = 0.31 \text{ cm} \\ F_G = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fG}} = \frac{9.95 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 10308.67} = 0.75 \text{ cm} \\ F_P = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fP}} = \frac{11.64 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 9844.74} = 0.87 \text{ cm} \end{cases}$$

$$F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{9.95 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 18574.17} = 1.18 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_v - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG} = 1.18 - 0.31 + 0.87 - 0.75$$

$$F_{\text{total}} = 0.99 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.99 \text{ cm} \leq F_{\text{adm}} = 0.99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

III.6.3. Dessin de ferrailage des poutrelles :

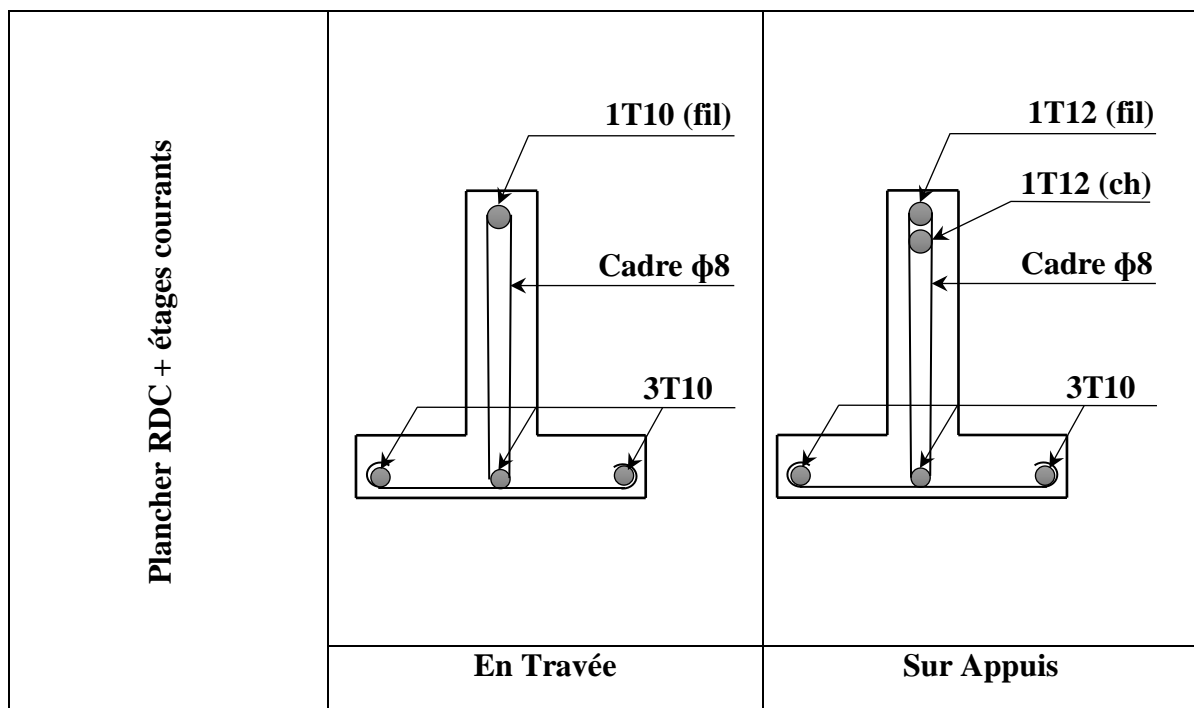


Figure III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse.

III.7. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

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

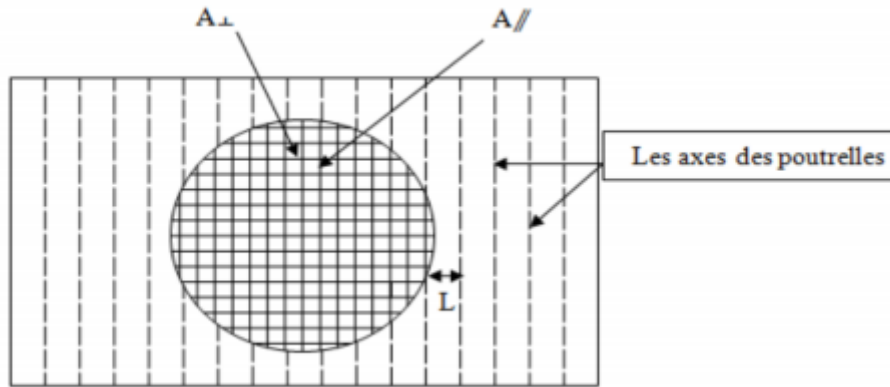


Figure III.13 : ferrailage de la dalle de compression.

- Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si} \quad l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si} \quad 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

- Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$l=0.65\text{m}$$

$$f_e=235$$

$$50\text{cm} \leq l = 65\text{cm} \leq 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : A_{\perp} : **5Φ6** (1.41cm²/ml)

$$A_{//} \geq \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_{//}$: **3Φ6** (0.85cm²/ml)

On prend un quadrillage de section TSΦ6 avec un espacement de 15 cm.

Chapitre IV

Calcul des éléments non
structuraux

IV.1.Introduction :

Ce chapitre porte sur l'étude complète et spécifique de chacun des éléments structuraux secondaires que comporte la construction.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons.
- La salle machine.

IV.2. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

IV.2.1. Dimension :

Hauteur: $H_t = 70$ cm

Épaisseur: $e_p = 10$ cm

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

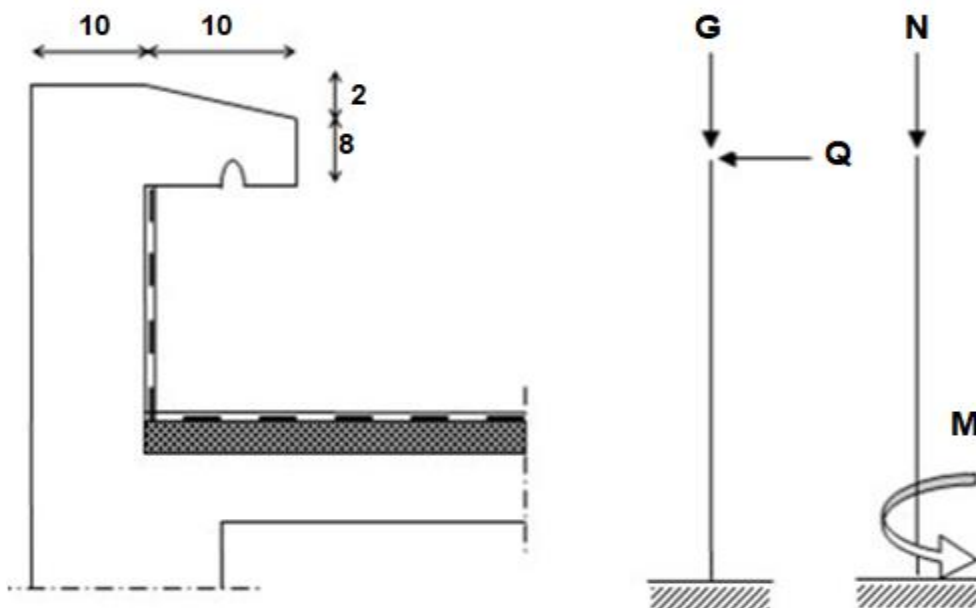


Figure IV.1 : schéma de l'acrotère.

IV.2.2. Calcul des sollicitations :

Poids propre :

$$S = [0.7 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2}] = 0.079 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.079 \times 25$$

$$G = 1.975 \text{ Kn/ml.}$$

La charge horizontale:

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 197.5$ kg/ml poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$ kN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 197.5 = 63.2 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 63.2 \text{ kg/ml} = 0.63 \text{ Kn/ml.}$$

Combinaisons d'action :

a. A P'E.L.U :

a.1. Effort normal :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.975 = 2.66 \text{ kN/ml}$$

a.2. Moment de flexion :

$$M_u = 1.5. Q. H = 1.5 \times 0.63 \times 0.7 = 0.66 \text{ kN.m}$$

a.3. Effort tranchants:

$$V = Q = 1 \text{ KN. m.}$$

$$V_u = 1,5V = 1.5 \text{ KN. m.}$$

b. A P'E.L.S :

b.1. Effort normal :

$$N_s = G = 1,975 \text{ KN.}$$

b.2. Moment de flexion :

$$M_u = Q. H = 0.63 \times 0.7 = 0.44 \text{ kN.m}$$

b.3. Effort tranchants:

$$V_s = Q = 1 \text{ KN.m.}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

Enrobage:

Vu que la fissuration est préjudiciable

$$\text{On prend } C = C' = 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.66}{2.66} = 0.25 \text{ m}$$

Calcul du centre de pression:

$$e_p/2 = 0.10/2 = 0.05 \text{ m} < 0.38 \text{ m}$$

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

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2.66 \left(0.25 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.75 \text{ Kn.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u [(0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.09 - 0.02) 2.66 - 0.75 = -0.56 \text{ Kn.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) 14.2 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 = 24.85 \text{ Kn.m}$$

$-0.56 \text{ Kn.m} < 24.85 \text{ Kn.m} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV.2.3.Calcul du ferrailage à l'E. L.U :

$$M_u = 0.75 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.75 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0065$$

IV.2.3.1.Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 + 0.4 \alpha_1) \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

Avec :

$$1000E_{sl} = \frac{f_e}{E\delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times [(1 - (0.4 \times 0.668))] = 0.392 > \mu = 0.0065 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0065 \Rightarrow \beta = 0.966$$

On calcul:

IV.2.3.2. Section d'armatures en flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.75 \times 10^3}{0.966 \times 9 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.2.3.3. Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.25 - \frac{2.66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.174 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.2.3.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

IV.3.3.4.1. Les armatures principales

$$N_{ser} = G = 1,69 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 0,63 \times 0,7 = 0,44 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.44}{1.975} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} \times 0.23 = \frac{100 \times 9 \times 2.1}{400} \times \frac{22 - 0.45 \times 9}{22 - 0.185 \times 9} \times 0.23$$

$$A_{s \min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{\min}) = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4Φ6/ml → $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

IV.2.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.283 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4Φ6/ml → $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

IV.2.4. Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1.975(0.22 - 0.02 + \frac{0.1}{2}) = 0.49 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre & :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta A_s(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16.95y_1 - 152.55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1.58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + 15 \times 1.13(9 - 1.58)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{490}{1064.68} \times 1.58 = 0.73 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 (d - y_1) = \frac{490}{1064.68} 1.58(9 - 1.58) = 5.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 5.4 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

IV.2.5. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{0.95}{1 \times 0.09} = 10.5 \text{ Kn/m}^2 = 0.008 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 0.63 = 0.95 \text{ kN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,008 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

IV.2.6. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,1

C_p : facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1,975 \text{ kN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 1,975 \times 0,8 = 0,63 \text{ kN}$$

$F_p = 0,63\text{kN} < 1,5Q = 1,5\text{ kN} \dots \dots \dots$ condition Vérifiée.

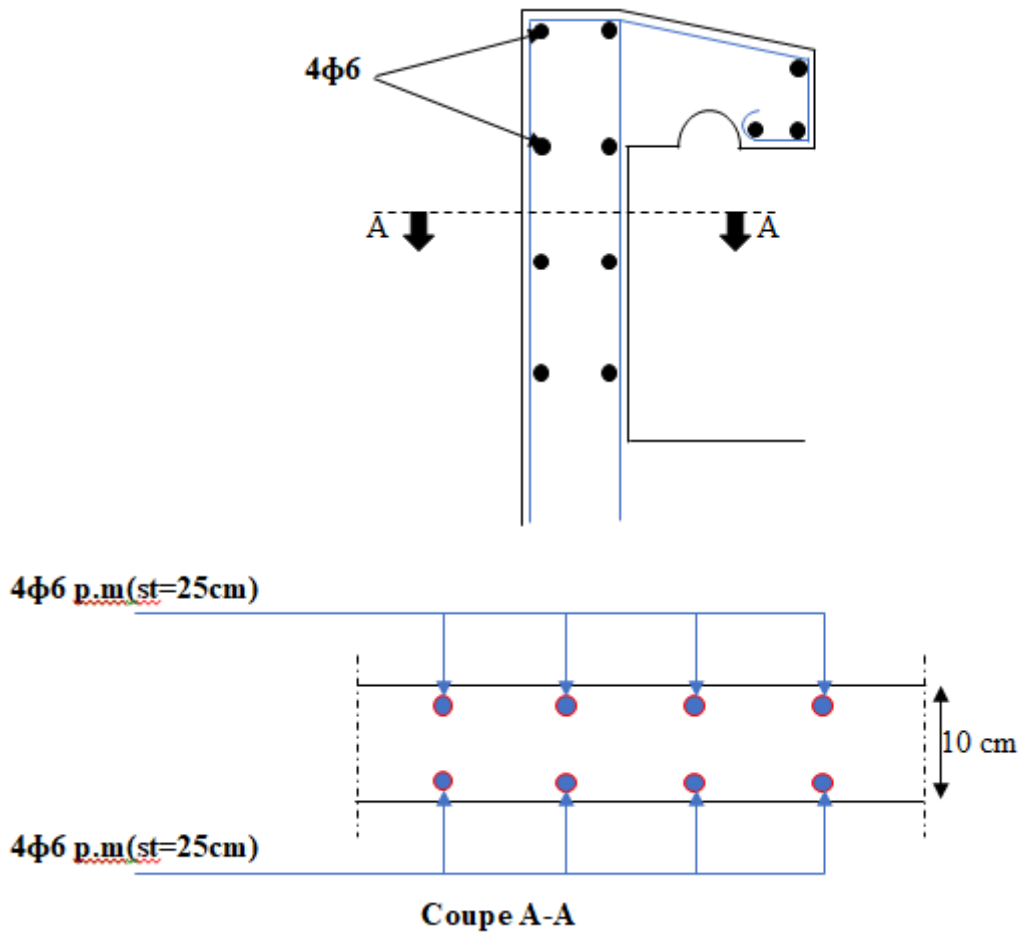


Figure IV.2 Ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Etudes des escaliers :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

- Notre bâtiment compte un type d'escaliers :

Escaliers à deux volées avec un palier.

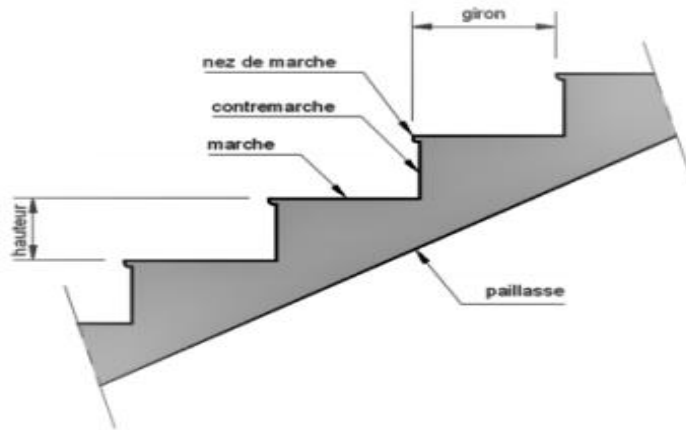


Figure IV.3 : Schéma des escaliers.

IV.3.1. Dimensionnement des escaliers :

- Les marches :

Pour les dimensions des marches "g" et des contremarches "h", on utilise la formule de Blondel : (pour une volée d'escalier)

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contremarche).

g : largeur de la marche (giron).

On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs :

$$H = n \cdot h = \frac{he}{2}$$

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1) g$

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1) g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

D'après blondel on a :

$$(1) \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} = m$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots (2)$$

Avec : $m=64$ cm.

Pour RDC :

$$H = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm} \quad \text{et } L = 270 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 742n + 408 = 0$$

La solution de l'équation est :

$n=11$ contremarches.

Donc le nombre de marche est :

$$n-1 = 10 \text{ marches.}$$

Puis :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{11} = 18.55 \text{ cm} \Rightarrow h = 19 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10} = 27 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{19}{30} = 0.63 \Rightarrow (\alpha = 32.35 \text{ et } \cos \alpha = 0.85)$$

▪ **Epaisseur de la paille (e_v) :**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{270}{30 \cos 32.35} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \cos 32.35}$$

$$\Rightarrow 10.2 \leq e_v \leq 15.88$$

On adopte : **e_v=12 cm**

▪ **Epaisseur du palier (e_p) :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 32.35} = 14.12 \text{ cm}$$

On adopte : **e_p=15 cm.**

Pour étage courant :

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} \quad \text{et } L = 270 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est :

$n=10$ contremarches.

Donc le nombre de marche est :

$n-1 = 9$ marches.

Puis :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow (\alpha = 29.54 \text{ et } \cos \alpha = 0.87)$$

- **Epaisseur de la pailasse (e_v) :**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{270}{30 \cos 29.54} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \cos 29.54}$$

$$\Rightarrow 10.35 \leq e_v \leq 15.52$$

On adopte : $e_v=12 \text{ cm}$

- **Epaisseur du palier (e_p) :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 29.54} = 13.8 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p=14 \text{ cm}$

- **Emmarchement (E) :**

$E= 1.40 \text{ m}$ (bâtiment public).

- **Epaisseur du jour :**

L'épaisseur du jour est de 40cm.

IV.3.2. Descente de charges:

Évaluation des charges et surcharges :

- Paillasse :

Désignation de la charge	Valeur en kn/m^2	
	1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.2
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.2	0.4
3 - Lait de sable (2cm)	0.18	0.36
4 - Revêtement en carrelage vertical (2cm) : $C_h \times h/g$		0.23
5 - Mortier en ciment vertical (2cm) : $M_h \times h/g$		0.23
6 - Poids propre de paillasse : $e \text{ paillasse} \times \gamma_b / \cos \alpha$		3.45
7 - Poids propre des marches : $\gamma_b \times h/2$		2.13
8 - Garde – corps métallique		0.1
9 - Enduite en ciment (2cm)	0.1	0.2
La charge permanente	$G = 7.14 \text{ kn/m}^2$	
La surcharge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$	

Tableau IV.1 : Charges et surcharge de la volée de l'escalier.

Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :

A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 7.14) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 13.4 \text{ kn/ml.}$$

A L'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (7.14 + 2.5) \times 1\text{ml} = 9.64 \text{ kn/ml.}$$

- Palier :

Désignation de la charge	Valeur en kn/m^2
1 - Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0.40
2 - Mortier en ciment horizontal (2cm)	0.40
3 - Lait de sable (2cm)	0.36

4 - Poids propre de palier : $e_{\text{palier}} \times \gamma_b$	3.5
5 - Enduite en ciment (2cm)	0.20
La charge permanente	$G = 4.86$
La surcharge d'exploitation	$Q = 2.5$

Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.

Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :

A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 4.86) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 10.31 \text{ kn/ml.}$$

A L'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (4.86 + 2.5) \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 7.36 \text{ kn/ml.}$$

IV.3.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13.4 - 10.31}{10.31} = 0.30 = 30\% > 10\%$$

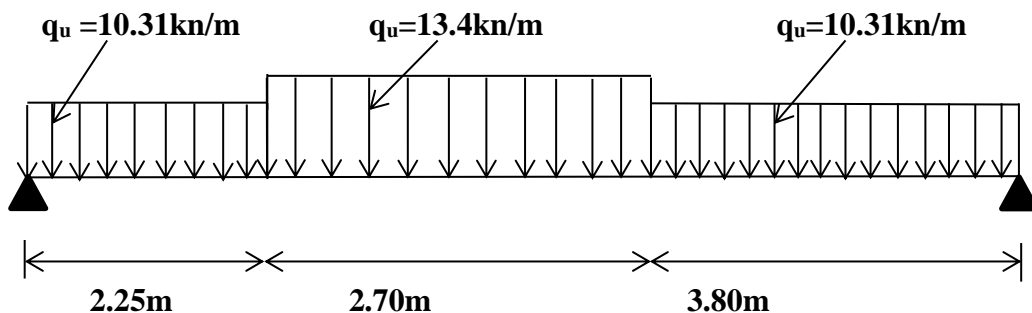


Figure IV.4 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a. Détermination des réactions :

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow V_A - (10.31 \times 2.25) - (13.4 \times 2.7) - (10.31 \times 3.8) + V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 98.55 \text{ Kn.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow - [10.31 \times \frac{3.8^2}{2}] - [(13.4 \times 2.7) \times (\frac{2.7}{2} + 3.8)] - [(10.31 \times 2.25)(\frac{2.25}{2} + 2.7 + 3.8)] + 8.75V_A = 0$$

$$\Rightarrow V_A = 50.02 \text{ Kn.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow [10.31 \times \frac{2.25^2}{2}] + [(13.4 \times 2.7)(\frac{2.7}{2} + 2.25)] + [(10.31 \times 3.8)(\frac{3.8}{2} + 2.7 + 2.25)] - 8.75V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 48.53 \text{ Kn.}$$

Vérification :

$$V_A + V_B = 98.55 \text{ Kn} \Rightarrow 50.02 + 48.53 = 98.55 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Effort tranchant et moment fléchissant :

section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.25$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow -T - 10.31x + 50.02 = 0$$

$$T = -10.31x + 50.02$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow -M - 10.31 \frac{x^2}{2} + 50.02x = 0$$

$$\Rightarrow M = -10.31 \frac{x^2}{2} + 50.02x$$

Section 2-2 : $2.25 \leq x \leq 4.95$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow -T - 23.2 - 13.4(x - 2.25) + 50.02 = 0$$

$$T = -13.4x + 56.97$$

$$T = 0 \Rightarrow -13.4x + 56.97 = 0$$

$$x = 4.25 \text{ m.}$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow -M + 50.02x - [23.2(x - 1.125)] - [13.4 \times \frac{(x - 2.25)^2}{2}] = 0$$

$$\Rightarrow M = -13.4 \times \frac{(x - 2.25)^2}{2} + 26.82x + 26.1$$

Section 3-3 : $4.95 \leq x \leq 8.75$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow -T + 50.02 - 23.2 - 36.18 - 10.31(x - 4.95) = 0$$

$$T = -10.31x + 41.68$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow -M + 50.02x - [23.2(x - 1.125)] - [36.18(x - 3.6)] - [10.31 \times \frac{(x - 4.95)^2}{2}] = 0$$

$$\Rightarrow M = 50.02x - [23.2(x - 1.125)] - [36.18(x - 3.6)] - [10.31 \times \frac{(x - 4.95)^2}{2}]$$

x(m)	Réaction (kN)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant t (kN.m)	T max (kN)	M max (kN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M0$)
0	50.02	50.02	0	50.02	113.29	45.32	96.30
1.35	-	26.82	86.45				
4.21	-	0	113.29				
4.95	-	-9.36	110.02				
8.75	48.53	-48.53	0				

Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

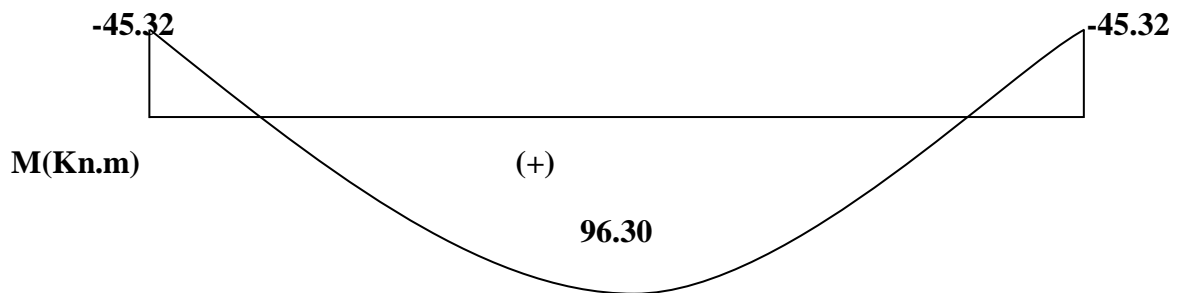
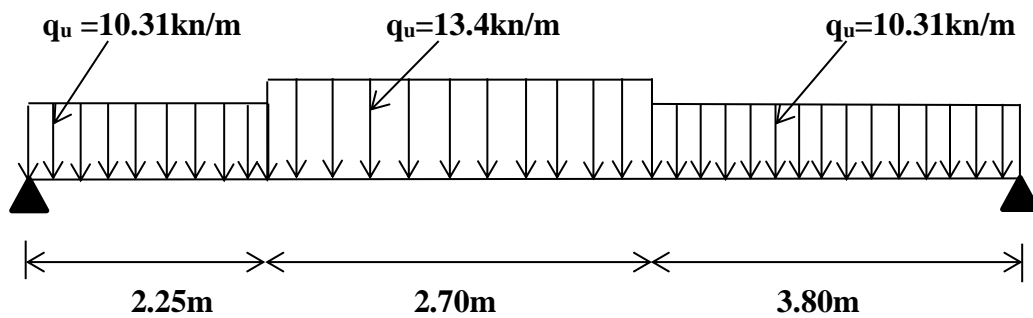


Figure IV.5 : Diagramme des moments retenus



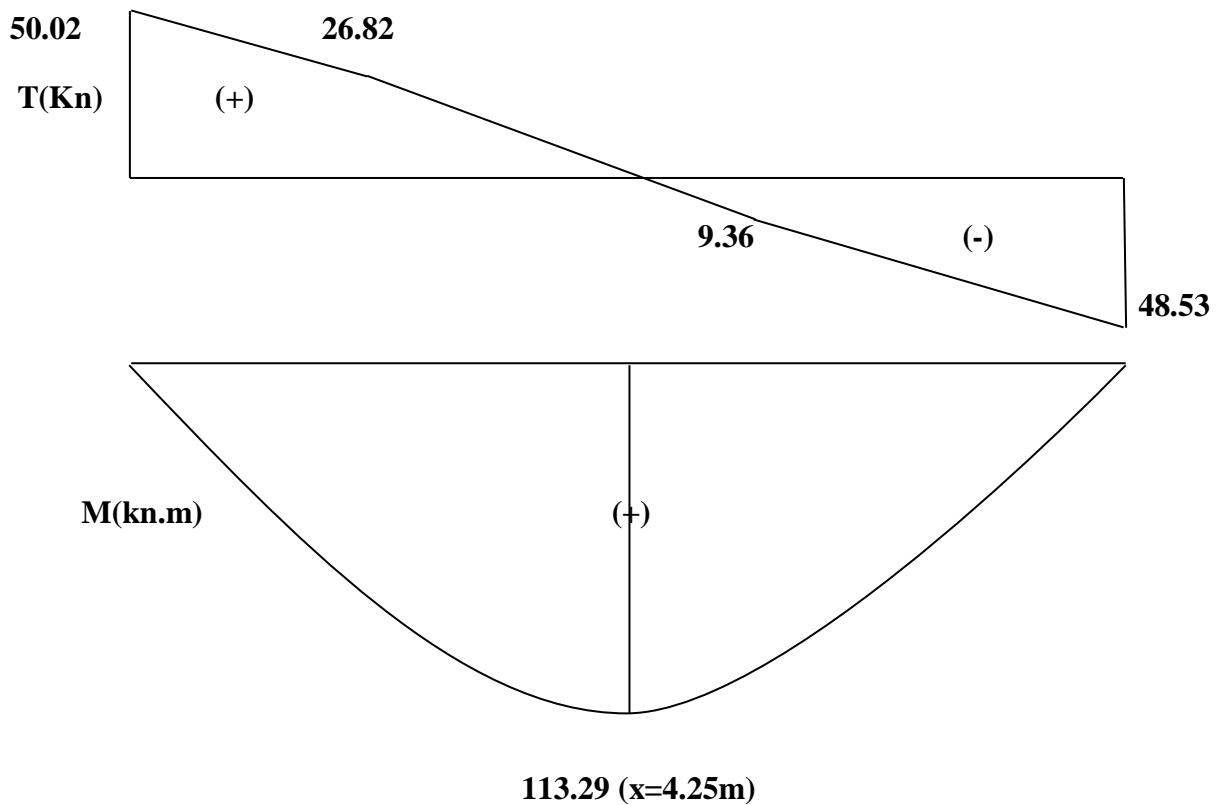


Figure IV.6 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant (E.L.U).

A l'E.L.U :

$$M_{t \max} = 96.30 \text{ kn.m}$$

$$M_{a \max} = 45.32 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 50.02 \text{ kn}$$

A l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 69.06 \text{ kn.m}$$

$$M_{a \max} = 32.5 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 35.83 \text{ kn}$$

IV.3.4.Ferrailage de l'escalier:

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 96.30 \text{ kn.m} ; h = 19\text{cm} ; D = 0.9h = 17.1\text{cm} ; b = 1\text{m}.$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{96.30 \times 10^3}{100 \times 17.1^2 \times 14.17} = 0.232 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.866$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{96.30 \times 10^3}{0.866 \times 17.1 \times 348} = 18.68\text{cm/ml}$$

On adopte : **6T20** ($A_{pr} = 18.85\text{cm/m}$). $S_t = 17\text{cm}$.

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **6T10** ($A_{pr}=4.71\text{cm/m}$). $S_t=25\text{cm}$.

b- sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 45.32 \text{ kn.m} ; h = 19\text{cm} ; D = 0.9h = 17.1\text{cm} ; b = 1\text{m}.$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{45.32 \times 10^3}{100 \times 17.1^2 \times 14.17} = 0.110 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.942$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45.32 \times 10^3}{0.942 \times 17.1 \times 348} = 8.08\text{cm/ml}$$

On adopte : **6T14** ($A_{pr}=9.24\text{cm/m}$). $S_t=17\text{cm}$.

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **3T10** ($A_{pr}=3.14\text{cm/m}$). $S_t=25\text{cm}$.

IV.3.5. Vérifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17.1 \times 2.1}{400} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.24\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \times 10 = \frac{50.02 \times 10}{100 \times 17.1} = 0.29 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.29 < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{adm} = \frac{1.15}{f_c} \left(T + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times 10 \left(50.02 + \frac{45.32 \times 10^2}{15.39} \right) = 9.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.07 \text{ cm}^2 < A_{adm} = 9.90$$

IV.3.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{s \max} = 81.25 \quad (\text{Déterminé par la méthode de coupure (RDM)})$$

$$M_{t \max} = 69.06 \text{ kn.m}$$

$$M_{a \max} = 32.5 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 35.83 \text{ kn}$$

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 69.06 \text{ kn.m} ; h = 19 \text{ cm} ; d = 0.9h = 17.1 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m.}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{69.06 \times 10^3}{100 \times 17.1^2 \times 14.17} = 0.166 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0.909$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69.06 \times 10^3}{0.909 \times 17.1 \times 348} = 12.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **8T16** ($A_{pr}=16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 241.2 y - 4124.52 = 0 \rightarrow y = 6.98 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 6.98^3}{3} + (15 \times 16.08)(17.1 - 6.98)^2 = 36037.96 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{81.25 \times 10^3}{36037.96} \times 6.98 = 0.0016 \text{ Mpa.}$$

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

$\sigma_{bc} = 0.0016\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

b- sur appuis :

Le moment ultime :

$M_a = 32.5 \text{ kn.m} ; h = 19\text{cm} ; D = 0.9h = 17.1\text{cm} ; b = 1\text{m}.$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{32.5 \times 10^3}{100 \times 17.1^2 \times 14.17} = 0.078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.959$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32.5 \times 10^3}{0.959 \times 17.1 \times 348} = 5.69\text{cm/ml}$$

On adopte : **6T12** ($A_{pr}=6.79 \text{ cm/m}$).

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 101.85y - 1741.64 = 0 \rightarrow y = 4.97 \text{ cm}.$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.97^3}{3} + (15 \times 6.79)(17.1 - 4.97)^2$$

$I = 19078.01 \text{ cm}^4$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{81.25 \times 10^3}{19078.01} \times 4.97 = 0.0021 \text{ Mpa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 0.0021\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

IV.3.7.Vérification de la flèche :

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.047 < 0.063 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.047 < 0.085 \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.006 < 0.011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc il faut passe au calcul de la flèche.

a. Détermination du centre de gravité:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \left(\frac{h}{2}\right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \cdot h) + (\eta \cdot A_s)} = \frac{(100 \times 19) \left(\frac{19}{2}\right) + (15 \times 18.85 \times 17.1)}{(100 \times 19) + (15 \times 18.85)}$$

$$Y_G = 10.49 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 10.49 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 8.51 \text{ cm}$$

b. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \frac{b \cdot y_2^3}{3} + \eta A_s (d - Y_G)^2$$

$$I = 76541.73 \text{ cm}^4$$

c. Charges prises en compte:

-charge permanente avant mise de revêtement. **J = 6.51 Kn/m²**

-Charge permanente après mise de revêtement. **G = 7.14 Kn/m²**

-Charge total ELS (G+Q). **P = 9.64 Kn/m²**

d. Moment correspondants:

$$-M_J = 0.8 \times 6.51 \times \frac{3.6^2}{8} = 8.44 \text{ Kn.m}$$

$$-M_G = 0.8 \times 7.14 \times \frac{3.6^2}{8} = 9.25 \text{ Kn.m}$$

$$-M_P = 0.8 \times 9.64 \times \frac{3.6^2}{8} = 12.5 \text{ Kn.m}$$

e. Contraintes correspondants:

$$\sigma_J = \frac{M_J}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8.44 \times 10^3}{12.57 \times 0.89 \times 17.1} = 44.12$$

$$\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9.25 \times 10^3}{12.57 \times 0.89 \times 17.1} = 48.35$$

$$\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.5 \times 10^3}{12.57 \times 0.89 \times 17.1} = 63.85$$

f. Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i) :

–Coefficient ρ : $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.57}{100 \times 17.1} = 0.0074$

–Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)0.0074} = 2.84$

–Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 2.84 = 1.14$

–Coefficient correspondant J : $\mu_J = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_J) + f_{t28}} \right] = 0.19$

–Coefficient correspondant à G : $\mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_G) + f_{t28}} \right] = 0.22$

–Coefficient correspondant P : $\mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_P) + f_{t28}} \right] = 0.33$

g. Calcul des moments d'inertie:

–Moment d'inertie correspondant à J : $I_{Ji} = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_J} = 4802.80 \text{ cm}^4$

–Moment d'inertie correspondant à G : $I_{Gi} = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_G} = 4586.20 \text{ cm}^4$

–Moment d'inertie correspondant à P : $I_{Pi} = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_P} = 39317.75 \text{ cm}^4$

–Moment d'inertie correspondant à v : $I_{vi} = 1.1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_v} = 68640.95 \text{ cm}^4$

h. Calcul des flèches:

–Flèche correspondante à J : $F_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Ji}} = 0.01 \text{ cm.}$

–Flèche correspondante à G : $F_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Gi}} = 0.03 \text{ cm.}$

–Flèche correspondante à P : $F_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Pi}} = 0.069 \text{ cm.}$

–Flèche correspondante à v : $F_{vi} = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{vi}} = 0.11 \text{ cm.}$

– $F_{\text{total}} = F_{vi} + F_{Pi} - F_{Gi} - F_{Ji} = 0.14 \text{ cm.}$

– $F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0.54 \text{ cm}$

$$F_{\text{total}} = 0.14 < F_{\text{adm}} = 0.72 \text{ cm}$$

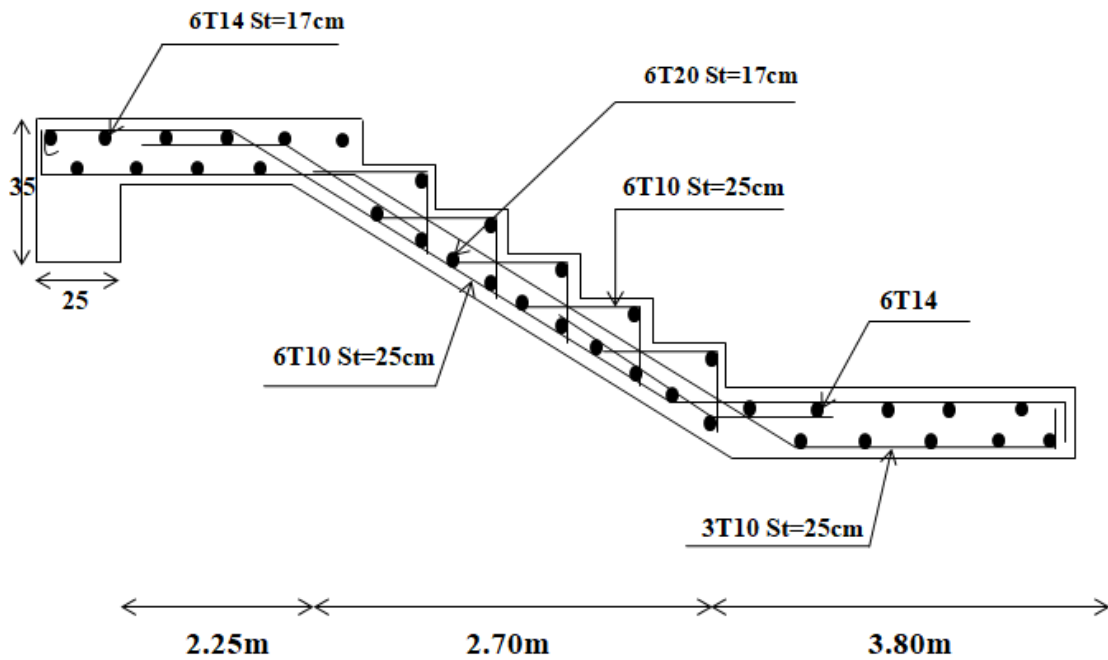


Figure IV.7 : Ferrailage des escaliers.

IV.4.Poutre palière :

IV.4.1.Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm.** $\Rightarrow d = 0.9h = 31.5 \text{ cm.}$

$$.03d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 9.45\text{cm} \leq b \leq 12.6\text{cm}$$

On prend : **b= 25cm.**

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.

$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 1.4 < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

IV.4.2.Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre: } G = 0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ kn/m}$$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = (3.57 - 0.3) \times 2.88 = 7.95 \text{ Kn/m}$$

Réaction du palier : RB (E.L.U) =60.347 kn/m.

$$Q_u = (1.35 \times (2.19 + 7.95)) + 60.347 = 74.036 \text{ kn/m.}$$

$$Q_s = 2.19 + 7.95 + 26.72 = 38.19 \text{ Kn/m.}$$

IV.4.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U:

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{74.036 \times 3.6^2}{8} = 119.94 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 101.95 \text{Kn.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 47.98 \text{ Kn.m.}$$

IV.4.4.Calcul des sollicitations à l'E.L.S:

$$M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{38.19 \times 3.6^2}{8} = 61.87 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 52.59 \text{Kn.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 24.75 \text{ Kn.m}$$

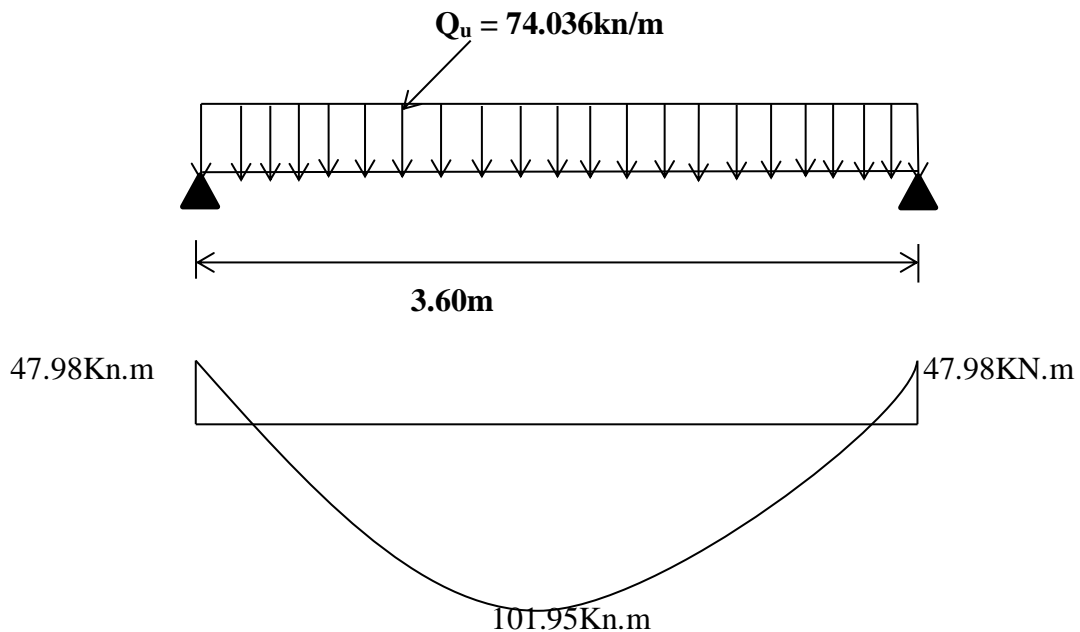


Figure IV.8 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier.

III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 25\text{cm}$. $h = 35\text{cm}$. $d = 31.5\text{ cm}$.

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 101.95 \text{ kn.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{101.95 \times 10^3}{25 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.29 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.930$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{101.95 \times 10^3}{0.930 \times 31.5 \times 348} = 10 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **6T16** ($A_{pr}=12.06 \text{ cm/m}$).

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **4T10** ($A_{pr}=3.14\text{cm/m}$).

b- sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 47.98 \text{ kn.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47.98 \times 10^3}{25 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.136 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.927$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47.98 \times 10^3}{0.927 \times 31.5 \times 348} = 4.72 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **4T14** ($A_{pr}=6.16\text{cm/m}$).

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **4T10** ($A_{pr}=3.14\text{cm/m}$). $St=25\text{cm}$.

III.4.6. Verifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \times 10 = \frac{133.27 \times 10}{25 \times 31.5} = 1.69 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 1.69 < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

c- Vérification des contraintes à L'ELS (travée) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \times y = 6.27 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_{bc} = 6.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d- Vérification des contraintes à L'ELS (appui) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \times y = 3.52 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_{bc} = 3.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III.4.7. Ferrailage des armatures transversales :

a. Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 10\Phi \right] = \min [10\text{mm}; 25\text{mm}; 10\text{mm}]$$

$$\Phi_t = 10\text{mm.}$$

b. L'espacement :

$$S_t \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}] = \min [28.35 ; 40\text{cm}]$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min [15\text{cm} ; \Phi] = \min [28.35 ; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t = 10\text{cm.}$$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

c. La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi l \cdot f_e}{4 \cdot \tau_e} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}.$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5.5\Phi l = 7.7 \text{ cm}$.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 31.5 - (3 + 0.7 + 7.7) = 20.1 \text{ cm}.$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = 2.87 \text{ cm}.$$

d. Calcul de la flèche:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.097 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.097 > 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.001 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

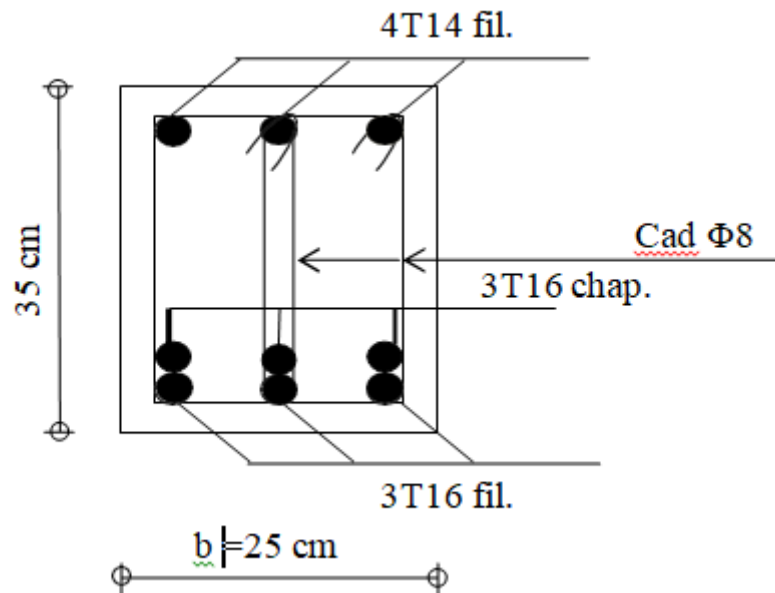


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.5. Balcon :

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Largeur : 1.10m

Longueur : 1.90m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions entourée d'une rampe ou un mur de protection de hauteur h=1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11\text{cm.}$$

en prend : **e = 15cm.**

IV.5.1.Descente de charges:

Évaluation des charges et surcharges :

Désignation de la charge	Valeur en Kn/m²	
1 - Revêtement Carrelage et mortier de pose (2cm)	0.2	0.4
2 – chape en mortier de ciment (2cm)	0.2	0.4
3 – lit de sable (2cm)	18×0.02	0.36
4 – dalle pleine en béton armé (e=15cm)	0.25	3.75
5 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1	0.2
La charge permanente	G = 5.11	
La surcharge d'exploitation	Q =3.5	

Tableau IV.5 : Charge permanente & surcharge d'exploitation balcon étage courant.

Combinaison des charges pour une bande de 1 m de largeur :

A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 12.15 \text{ kn/ml.}$$

A L'E.L.S :

$$q_s = (G+Q) \times 1ml = (6.01+3.5) \times 1ml$$

$$q_s = 8.61 \text{ kn/ml.}$$

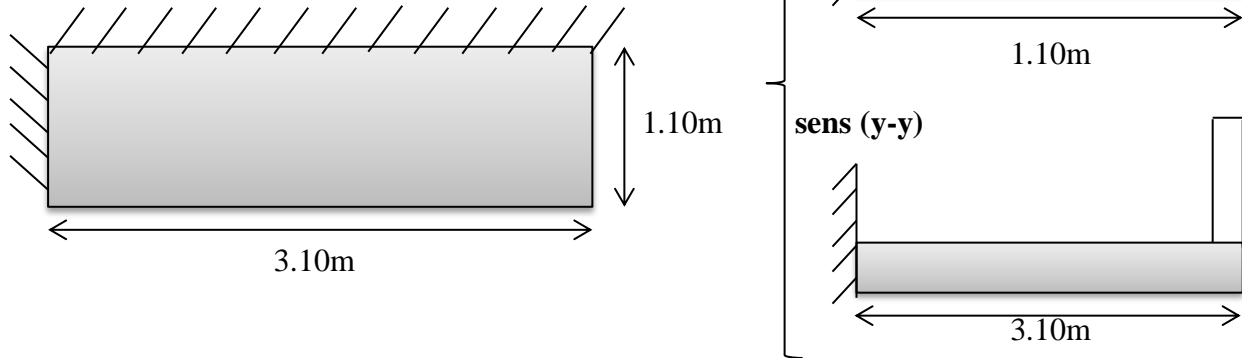


Figure IV.10 : Schéma représente le balcon (encastré de deux coté).

IV.5.2.Calcul des sollicitations :

IV.5.2.1.Charge concentrée due au mur extérieur:

a. Poids propre du mur en briques creuses :

$$P_m = \gamma \times b \times h \times 1m = 9 \times 0.1 \times 3.1 \times 1 = 2.79Kn$$

b. Enduit en ciment :

$$P_{En \text{ extérieur}} = 0.18 \times 2 \times 3.1 \times 1 = 1.12kN$$

$$P_{En \text{ intérieur}} = 0.18 \times 1.5 \times 3.1 \times 1 = 0.84kN$$

$$P_{Tend} = 1.12 + 0.84 = 1.96kN$$

$$P_{totale \text{ mur}} = p_m + p_{end} = 2.79 + 1.96 = 4.75kN$$

Avec une réduction de 20% de la charge du aux ouvertures on aura:

$$P_{mur} = 80\% \times 4.75 = 3.8kN$$

$$P_u = 3.8 \times 1.35 = 5.13kN$$

$$P_{ser} = 3.8kN$$

IV.5.2.2. Calcul du moment max de l'effort tranchant max au niveau d'appui et travée suivants le sens (lx):

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{310} = 0.36 < 0.4$$

Le moment maximal et l'effort tranchant : (E.L.U)

$$M_{x \max} = -\frac{Q \cdot L^2}{2} - P_u \cdot L = -\frac{12.15 \times 1.1^2}{2} - 5.13 \times 1.2 = -13.51 \text{Kn.m}$$

$$T_{\max} = Q \cdot L + P_u = 12.15 \times 1.1 + 5.13 = 18.5 \text{Kn.m}$$

Le moment maximal et de l'effort tranchant : (E.L.S)

$$M_{x \max} = -\frac{Q \cdot L^2}{2} - P_s \cdot L = -\frac{8.61 \times 1.1^2}{2} - 3.8 \times 1.1 = -9.4 \text{Kn.m}$$

$$T_{\max} = Q \cdot L + P_s = 8.61 \times 1.1 + 3.8 = 13.27 \text{Kn.m}$$

IV. 5.2.3. Calcul du moment à ELU :

En travée :

$$M_{tx} = 0.8 M_x = 0.8 \times 13.51 = 10.81 \text{kn.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_x = 0.5 \times 13.51 = 6.76 \text{kn.m}$$

$$T = q_u \times L_x = 12.15 \times 1.1 = 13.37 \text{kN}$$

$$T = q_{ser} \times L_x = 8.61 \times 1.1 = 9.47 \text{kN}$$

IV.5.3. Le ferrailage :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{cm} ; b = 100 \text{cm}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 10.8 \text{Kn.m} \\ \sigma_{bc} = 14.17 \text{MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.81 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a } \beta = 0.979$$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.81 \times 10^3}{0.979 \times 13.5 \times 348} = 2.35 \text{cm/ml}$$

$$\Phi \geq 6 \text{mm} ; s_t \leq 25 \text{cm.}$$

On adopte : **4T10** ($A_{pr}=3.14 \text{cm/m}$). $S_t=25 \text{cm}$

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm/ml}$$

On adopte : **4T6** ($A_{pr}=1.13\text{cm/m}$). $S_t=25\text{cm}$

Sur appuis :

$$M_a = 6.76\text{Kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.76 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

On a $\beta = 0.987$

La section d'acier :

$$A_{tx} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.76 \times 10^3}{0.987 \times 13.5 \times 348} = 1.46\text{cm/ml}$$

$\Phi \geq 6\text{mm}$; $st \leq 25\text{cm}$.

On adopte : **4T8** ($A_{pr}=2.01\text{cm/m}$). $S_t=25\text{cm}$

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{ cm/ml}$$

On adopte : **4T6** ($A_{pr}=1.13\text{cm/m}$). $S_t=25\text{cm}$

IV.5.4.Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = (8 \cdot e) \frac{3 - \alpha}{2} = (8 \times 0.15) \frac{3 - 0.36}{2} = 1.58$$

$$A_{x \min} = 1.58\text{ cm}^2 < A_{tx} = 3.14\text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \times 10 = \frac{13.37 \times 10}{100 \times 15.3} = 0.09\text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.09 < \tau_u^- = 2.5\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T_{ser}}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{9.47 \times 10^3}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 3.14 \times 10^2} = 0.62\text{ MPa.}$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues

$\mu=3.14\text{cm}$: tirée du tableau

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.50 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = 0.62\text{MPa} < \tau_{\text{ser}} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$M_{\text{ser}} = 9.4 \text{ Kn.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3.13 \text{ cm.}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.13^3}{3} + (15 \times 3.14)(13.5 - 3.13)^2 = 6087.13\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{9.4 \times 10^3}{6087.13} \times 3.13 = 4.83 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.83\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] = \min [266.67\text{MPa}; 201.63\text{MPa}]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}; \text{ fissuration préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6\text{mm}$; $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{9.4 \times 10^3}{6087.13} (13.5 - 3.13) = 25.62\text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 25.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

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

Avec :

- $F_1 = \frac{Ql^4}{8}$ flèche due à la charge répartie.
- $F_1 = \frac{Pl^3}{3}$ flèche due à la charge concentrer.

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \times 15 \times 7.5) + (15 \times 3.14 \times 13.5)}{(100 \times 15) + (15 \times 3.14)} = 7.68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7.68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 15 - 7.68 = 7.32 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A_s (d - Y_G) = \frac{100 \times 7.68^3}{3} + \frac{100 \times 7.32^3}{3} + (15 \times 3.14)(13.5 - 7.68)$$

$$I = 29768.9 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F_{\text{cal}} = \frac{l^3}{E \cdot I} \left[\frac{Q_{\text{ser}} \cdot l}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1.1 \times 10^3}{32164.19 \times 10^{-5} \times 29768.9} \left[\frac{8.61 \times 1.1}{8} + \frac{2.32}{3} \right] = 0.22$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0.44$$

$$F_{\text{cal}} = 0.22 > F_{\text{adm}} = 0.44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

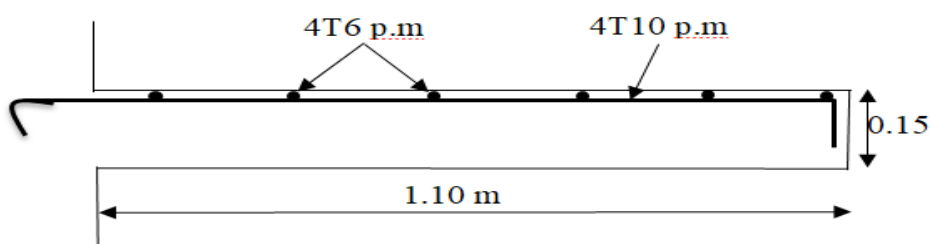


Figure IV.11 : Ferrailage du balcon.

Chapitre V :

Etude sismique

V.1 introduction :

Les tremblements de terre, sont très fréquents: chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçus par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphères concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

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.

Calculs 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.
- **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. 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.2.Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS 9.7.4» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function» 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 suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.3.Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

$\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

Et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

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

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,3$ sec.

D'après le R.P.A99 (version 2003), on a :

-Zone sismique I
-Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow (A = 0,10)$

$$\zeta = 7\% \begin{cases} \text{—Portique en béton armé.} \\ \text{—Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.9354 \geq 0.7$$

ζ : 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 RPA 2003.

$\zeta=7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 0.88$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Mixte portique/ Voiles : R = 5

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

Critères :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-Redondance en plan.

3-Régularité en élévation.

4-Régularité en plan

5-Contrôle de qualité de matériaux.

6-Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20$$

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 34.68\text{m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.075$$

$$T = 0.075 \times 34.683/4 = 1.07\text{s}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

$$T_x = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{28.50} = 0.65\text{s}$$

$$T_y = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{21.90} = 0.74\text{s}$$

$$\text{Sens x : } T_x = \min(T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0,65$$

$$\text{Sens-y : } T_y = \min(T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0,74$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 1,81 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 1,67 \end{cases} \quad (T_1, T_2) : \text{Période caractéristique associé la catégorie du sol :}$$

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc :

$$T_1 = 0.15\text{sec Et } T_2 = 0.30\text{sec} \begin{cases} D_x = 0.25\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ D_y = 0.25\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.31\text{s} \\ D_y = 1.20\text{s} \end{cases}$$

V.4.Détermination des poids (Wt) 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

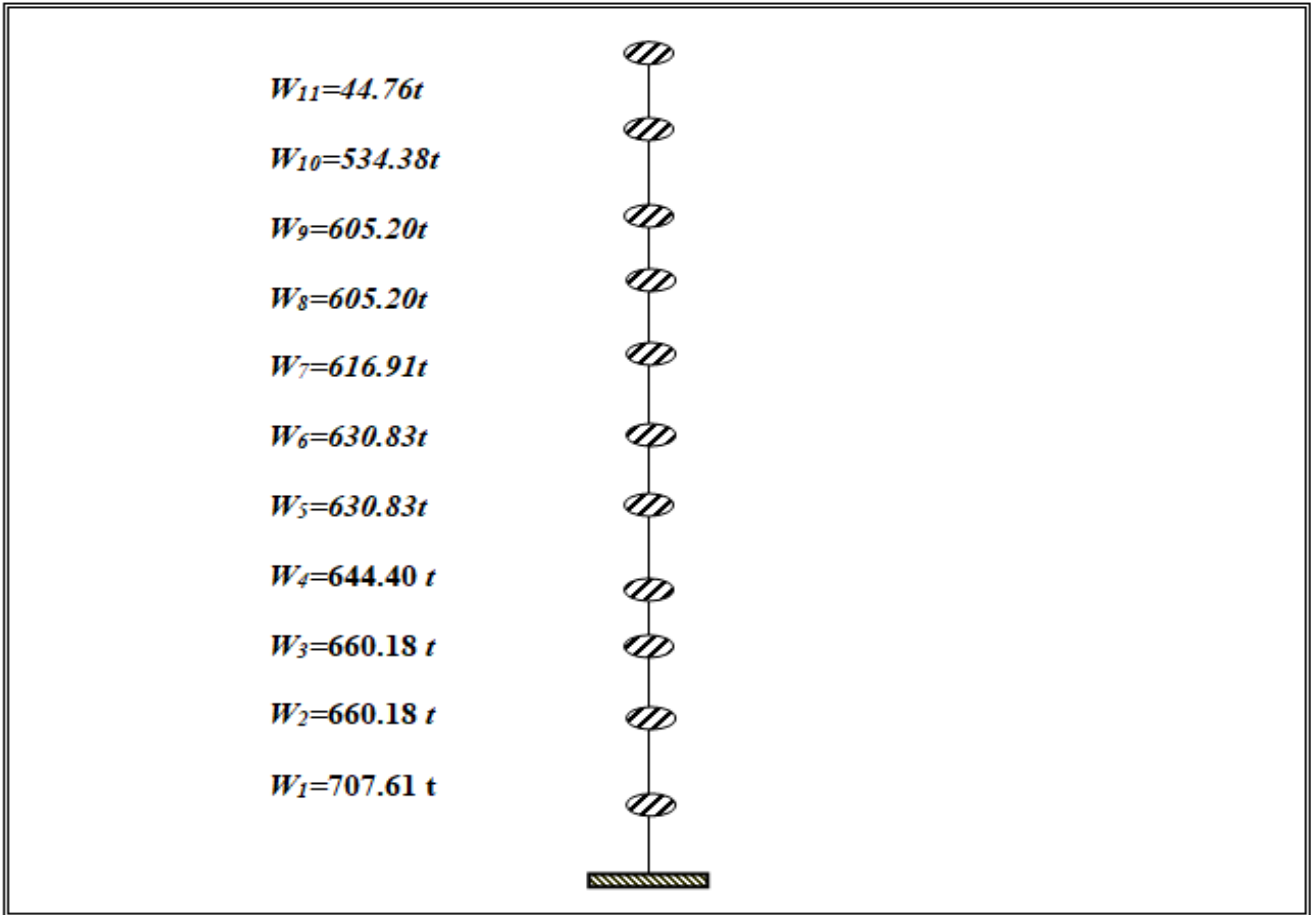


Figure V.1 : poids de chaque niveau

W total = 6340.54t

V.5.Vérification des forces sismiques :

V.5.1. Le calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.10 \times 1.31 \times 1.20}{5} \times 6340.54 = 199.34t$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.10 \times 1.20 \times 1.20}{5} \times 6340.54 = 182.60t$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS **9.7.4** :

	V_{dx} (T)	V_{dy} (T)
Forces sismiques	478.35	410.1

Tableau V.1 : Valeurs de la force sismique totale.

$V_x = 478.35T > 80\% v_{st} = 159.47 T$ Condition vérifiée.

$V_y = 410.10 T > 80\% v_{st} = 146.08 T$ Condition vérifiée.

Chapitre V : Etude sismique

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

V.6.1. Les déplacements latéraux inter- étage :

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens-x	Sens-y
10	0.0112	0.0148
9	0.0098	0.0133
8	0.0089	0.0121
7	0.0078	0.0108
6	0.0067	0.0093
5	0.0056	0.0078
4	0.0044	0.0063
3	0.0033	0.0047
2	0.0023	0.0032
1	0.0014	0.0018
RDC	0.0006	0.0007

Tableau V.2 : les déplacements latéraux inter-étage

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e, \text{ et } h_e: \text{ la hauteur de l'étage.}$$

$$\Delta_{ex}^k = R\Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_{ey}^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

Δ_{ey}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y ; δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

Chapitre V : Etude sismique

NIVEAU	Hauteur	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
10	3,06	0.056	0.074	0.007	0.0075	0,0306	Vérifiée
9	3,06	0.049	0.0665	0.0045	0.006	0,0306	Vérifiée
8	3,06	0.0445	0.0605	0.0055	0.0065	0,0306	Vérifiée
7	3,06	0.039	0.054	0.0055	0.0075	0,0306	Vérifiée
6	3,06	0.0335	0.0465	0.0055	0.0075	0,0306	Vérifiée
5	3,06	0.028	0.039	0.006	0.0075	0,0306	Vérifiée
4	3,06	0.022	0.0315	0.0055	0.008	0,0306	Vérifiée
3	3,06	0.0165	0.0235	0.005	0.0075	0,0306	Vérifiée
2	3,06	0.0115	0.016	0.0045	0.007	0,0306	Vérifiée
1	3,06	0.007	0.009	0.004	0.0055	0,0306	Vérifiée
RDC	4.08	0.003	0.0035	0.003	0.0035	0,0408	Vérifiée

Tableau V.3 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage.

V.6.2. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

NIVEAU	W_1 (t)	V_x	Δ_x (m)	Δ_y (m)	V_y	h_i (m)	θ_x	θ_y
10	44.76	8.19	0.007	0.0075	7.83	3,06	0.0125	0.0134
9	534.39	91.49	0.0045	0.006	82.51	3,06	0.0086	0.0115
8	605.20	173.59	0.0055	0.0065	151.66	3,06	0.0063	0.0074
7	605.20	241.45	0.0055	0.0075	207.25	3,06	0.0045	0.0061
6	616.91	297.8	0.0055	0.0075	254.73	3,06	0.0037	0.0051
5	630.83	345.21	0.006	0.0075	296.3	3,06	0.0036	0.0045
4	630.83	385.04	0.0055	0.008	331.1	3,06	0.0029	0.0043
3	644.40	419.05	0.005	0.0075	360.04	3,06	0.0025	0.0038
2	660.18	446.71	0.0045	0.007	383.69	3,06	0.0022	0.0034
1	660.18	465.9	0.004	0.0055	400.55	3,06	0.0019	0.0025
RDC	707.61	476.47	0.003	0.0035	409.4	4.08	0.0011	0.0013

Tableau V.4 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x).

Chapitre V : Etude sismique

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversales et Longitudinal.

V.6.3. Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

- L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Plancher	W étage(t)	Centre de Masse		Centre de Gravité		Centre 9de Torsion		Excentricité	
		x_g	y_g	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
10	44.76	15.831	6.15	16.021	6.365	16.331	5.853	0.31	-0.512
9	534.39	14.12	9.917	14.31	10.132	14.029	9.941	-0.281	-0.191
8	605.20	14.072	9.981	14.262	10.196	14.026	9.952	-0.236	-0.244
7	605.20	14.072	9.981	14.262	10.196	14.024	9.964	-0.238	-0.232
6	616.91	14.069	9.982	14.259	10.197	14.024	9.975	-0.235	-0.222
5	630.83	14.065	9.984	14.255	10.199	14.025	9.985	-0.23	-0.214
4	630.83	14.065	9.984	14.255	10.199	14.028	9.989	-0.227	-0.21
3	644.40	14.061	9.985	14.251	10.2	14.037	9.987	-0.214	-0.213
2	660.18	14.057	9.987	14.247	10.202	14.055	9.973	-0.192	-0.229
1	660.18	14.057	9.987	14.247	10.202	14.093	9.938	-0.154	-0.264
RDC	707.61	14.042	9.903	14.232	10.118	14.179	9.864	-0.053	-0.254

Tableau V.5 : l'excentricité accidentelle.

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques
et des voiles

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

VI.1. Introduction :

Après l'analyse. Le logiciel ETABS nous a permis de déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux principaux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Ferrailage des portiques:

VI.2. Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal E 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. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre :
$$\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$$
 Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour une situation courante :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_s = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% (bxh)$
- Section d'armature maximale: $A_{\max1} = 4\% (bxh)$ (Zone courante)

$A_{\max2} = 6\% (bxh)$ (Zone de recouvrement)

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (T.m)
		M1	M2		
TERRASSE	Appuis	9.69	9.45	0.975	9.69
	Travées	4.69	3.59	0,765	4.69
RDC et étage	Appuis	10.07	10.15	1,007	10.07
	Travées	4.63	3.76	0.812	4.63

Tableau VI.1 : Moments max des Poutres principales.

Etages	Position	Moments max (T.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (T.m)
		M1	M2		
TERRASSE	Appuis	3.11	4.88	1.56	4.88
	Travées	2.75	3.50	1.27	3.50
RDC et Etage	Appuis	3.12	4.88	1.56	4.88
	Travées	2.76	3.49	1.27	3.49

Tableau VI.2 : Moments max des Chaînages.

VI.2.1. Exemple de calcul (RDC +Etage) :

VI.2.1.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5 \times 30 \times 40/100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(b \times h) = 4 \times 30 \times 40/100 = \mathbf{48\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\%(b \times h) = 6 \times 30 \times 40/100 = \mathbf{72\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ En appuis :

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 10.07\text{TN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 10.15\text{TN.m}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,007 < 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre b=30cm.

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=36\text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=18,48\text{Mpa}$
- $\sigma_s=400\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.07 \times 10^4}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.182 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.898$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.07 \times 10^4}{0.898 \times 36 \times 400} = 7.78\text{cm}^2$$

❖ **En travée :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 4.63\text{T.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 3.76\text{T.m}$$

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 0.812 < 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 36\text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=14,17\text{Mpa}$
- $\sigma_s=348\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4.63 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.0084 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.956$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.63 \times 10^3}{0.956 \times 36 \times 348} = 3.86\text{cm}^2$$

VI.2.1.2. Chaînages intermédiaires (30x35) cm² :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\%b. ht = 0,5 \times 30 \times 35/100 = \mathbf{5.25cm^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b. ht = 4 \times 30 \times 35/100 = \mathbf{42cm^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b. ht = 6 \times 30 \times 35/100 = \mathbf{63cm^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

❖ En travée :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{b. d^2. \sigma_{bc}} = \frac{3.49 \times 10^3}{35 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.0709 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.963$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta. d. \sigma_s} = \frac{10.07 \times 10^3}{0.963 \times 31.5 \times 348} = 3.30\text{cm}^2$$

❖ En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_a}{b. d^2. \sigma_{bc}} = \frac{4.88 \times 10^3}{35 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.099 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

On a $\beta = 0.995$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.88 \times 10^3}{0.995 \times 31.5 \times 348} = 4.47 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
TERRASSE	Appuis	9.69	6.76	6	3T14 fil + 3T12 chap	6.98
	Travées	4.69	3.76		3T14 fil + 3T12 chap	6.98
RDC et étage	Appuis	10.07	7.78	6	3T14 fil + 3T14 chap	9.24
	Travées	4.63	3.86		3T14 fil + 3T12 chap	6.98

Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales.

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
TERRASSE	Appuis	4.88	4.47	5.25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
	Travées	3.50	3.30		3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
RDC et étage	Appuis	4.88	4.47	5.25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78
	Travées	3.49	3.30		3T12 fil + 3T12 chapeau	6.78

Tableau .VI.4 : Récapitulation du ferrailage des chaînages.

VI.2.2. Vérifications:

VI.2.2.1. Poutres principales (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$ condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{12.03 \times 100}{30 \times 36} = 1.11 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 1.11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI.2.2.3. Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

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

Espacement:

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ S_t \leq \min (32,40 ; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 30cm \end{cases}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi l ; 30cm \right)$$

$$S_t \leq \min (10 ; 16,8 ; 30cm)$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 20cm$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot s_t \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3K \cdot f_{tj}^*}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

$$(\alpha = 90) \Rightarrow (\sin\alpha + \cos\alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1.11 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 30}{0.9 \times 1 \times \frac{235}{1.15}} = 0.078cm \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4MPa\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(0.46; 0.4MPa) = 0.46MPa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0.46 \times b}{f_e} = \frac{0.46 \times 30}{235} = 0.059cm \dots \dots \dots (2)$$

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0.059\text{cm}$, on prend $S_t = 10\text{ cm}$

$$\text{D'où } A_t \geq 0,59\text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01\text{ cm}^2/ml \\ S_t = 10\text{ cm} \end{cases}$$

VI.2.2.4. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84\text{Map}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38\text{cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi l = 5,5 \times 1,4 = 7,7\text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) \quad ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\Phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,17\text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,9\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,11\text{cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I

$$\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48\text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 7.30\text{T.m}$$

$$A_s = 6.37\text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 95.55y - 3439.8 = 0 \Rightarrow y = 12.31\text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 72278.28\text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} : 53624.19

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{7.30 \times 10^4}{72278.28} \times 13.44 = 13.57 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 13.57 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

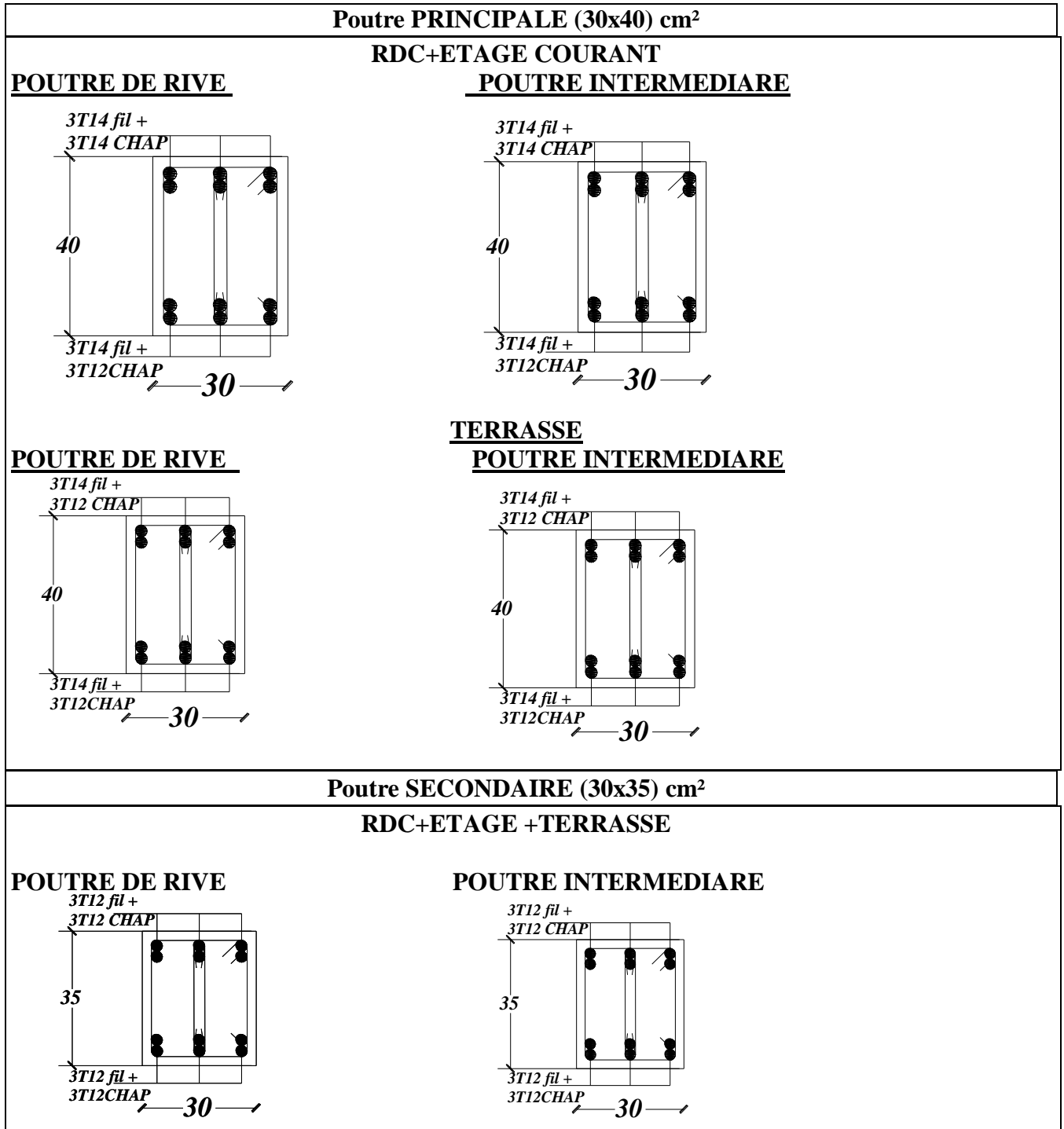


Fig.VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VI.3. Ferrailage des poteaux :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

A. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et 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 Combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned}
 & - 1^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G + 1,5Q \dots (N_{\max}; M_{\text{corresp}}) \rightarrow A_1 \\
 & - 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } \begin{cases} 0,8G + \pm E \dots (N_{\max}; M_{\text{corresp}}) \rightarrow A_2 \\ G + Q \pm 1,2E \dots (N_{\max}; M_{\text{corresp}}) \rightarrow A_3 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour situation courante : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

B. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,7%** (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Poteaux	$A_{\min}=0,7 \%XS$	$A_{\max1}=4\%XS$	$A_{\max2}=6\%XS$
(45x45) cm ²	14,17	81,00	121,50
(40x40) cm ²	11,2	64,00	96,00
(35x35) cm ²	8,57	49,00	73,50

VI.3.1. Exemple de calcul :

VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Etages		Type 2 (45 x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	162.67	92.74	45.69
	M _{cor}	0.114	1.296	1.251
B	N _{min}	4.64	12.91	0.95
	M _{cor}	1.778	0.246	0.415
C	M _{max}	4.199	4.801	4.826
	N _{cor}	67.23	36.66	9.91

Tableau VI.5 : Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Etages		Type 2 (45x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	156.37	72.19	36.64
	M _{cor}	0.167	2.84	2.714
B	N _{min}	71.6	17.28	7.07
	M _{cor}	0.271	0.522	0.272
C	M _{max}	6.392	6.236	5.462
	N _{cor}	58.5	42.3	10.28

Tableau VI.6 : Sollicitations du deuxième genre.

VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Poteaux RDC (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$N_{\max} = 162.67 \text{ T} ; M_{\text{cor}} = 0.114 \text{ T.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0007 \text{ m} = 0.63 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 162.67 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0007 \right) = 29.39 \text{ T.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 162.67 \text{ T} < 187.42 \text{ T} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ M_u = 29.39 \text{ T.m} < 37.93 \text{ T.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\max} = 156.37 \text{ T} ; M_{\text{cor}} = 0.167 \text{ T.m}$$

Détermination du centre de pression :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

$$e = M/N = 0,001 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 28.31 \text{ T.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 156.37 \text{ T} < 187.42 \text{ T} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 28.31 \text{ T.m} < 37.93 \text{ T.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\text{min(RPA)}})$$

Pour une section de béton (45x45) cm^2

$$A_{\text{min(R.P.A)}} = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\text{min(RPA)}}) = \max (0,00; 0,00 ; 14,17) = \mathbf{14,17 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T20+ 4T16=20.97 cm^2**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 4.70 \text{ T}$$

$$\begin{cases} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{4.70 \times 10^2}{45 \times 40.5} = 0,25 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})} = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,25 \text{ Mpa} < \tau_u = \overline{3,25 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Il n'y' à pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

- h_1 : 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.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \cdot L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,45} = 6,34$$

$$\lambda_g = 6,34 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 47}{45 \times 235} = 0,111 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,34 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } & A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } & A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8Ø8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPA})$$

- zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{45 \times 15} = 2,38 \text{ MPA} \geq 0,4 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ condition vérifier

- zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{45 \times 13} = 3,57 \text{ MPA} \geq 0,4 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ condition vérifier

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Niveau x	Comb is	1 ^{er} genre		2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{sl min} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	162.6 7	0.114		A _{sl min} (cm ²) A _{cal} (cm ²) 00	156.39	0.167	14,17
	B	4.64	1.778	71.6		0.271		
	C	67.23	4.199	58.5		6.392		
Type 3 (40 x 40 cm ²)	A	92.74	1.296	72.19		2.84	11,20	4T16+4T14 =14.20
	B	12.91	0.246	17.28		0.522		
	C	36.66	4.0801	42.3		6.236		
Type 4 (35 x 35 cm ²)	A	45.69	1.251	36.64	2.714	8,58	8T14=12.32	
	B	0.95	0.415	7.07	0.272			
	C	9.91	4.826	10.28	5.462			

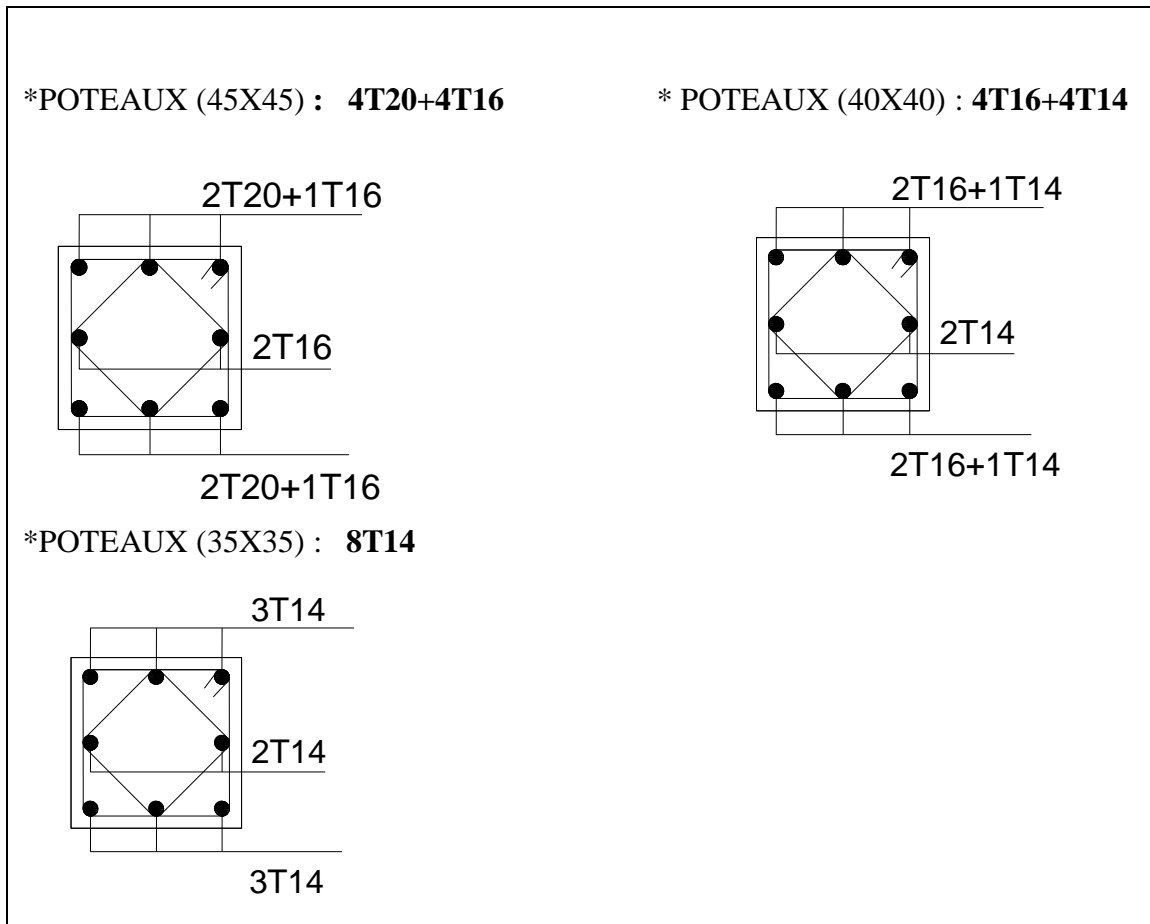


Fig. VI.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

VI.4. Etude des voiles :

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 est de 4.08 m du RDC, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = \frac{h_e}{25} = \frac{408}{25} = 16.32 \text{ cm, L'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.}$$

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.

VI.4.1. 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.

VI.4.2. 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 de 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) ;

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

- 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 ; I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

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 : $A_{min} = 0,15aL$

- **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 : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, 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

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

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 $\frac{1}{10}$ 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 12mm. 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.

VI.4.3. Ferrailage des voiles :

$$A = 0.99 \text{ m}^2$$

$$I = 2.02 \text{ m}^4$$

$$V = 2.47 \text{ m}$$

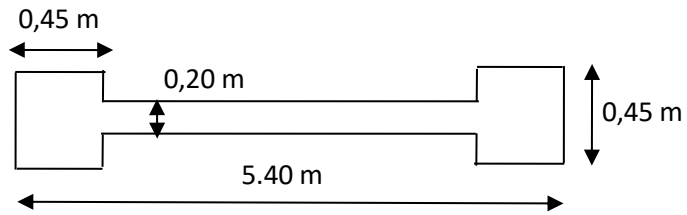


Figure VI.3 : Schéma du voile + poteaux

0,8G + EY :

$$N = 270.29 \text{ t}$$

$$M = 259.18 \text{ t.m}$$

$$V_u = 261.33 \text{ t}$$

a) Détermination des contraintes : 259.89

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{270.29}{0.99} + \frac{259.18 \times 2.47}{2.02} = 589.91 \text{ t} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{270.29}{0.99} - \frac{259.18 \times 2.47}{2.02} = -43.91 \text{ t} \end{cases}$$

On est dans le 3^{ème} cas, (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{43.91}{43.91 + 589.91} \times 4.95 = 0.34 \text{ m}$$

c) Force de traction :

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 43.91 \times \frac{0.20}{2} \times 0.34 = 149.29 \text{ t}$$

d) Armature longitudinales :

$$A_x = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{149.29}{40000} = 0.003732 \text{ m}^2 = 37.32 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_l = \frac{A_x \times A}{A'} = \frac{37.32 \times 100}{4.08} = 9.14 \text{ cm}^2$$

e) Le diamètre :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

$$D \leq 1 \times a/10(\text{mm}) \Rightarrow D \leq 1 \times 200/10 = 20 \text{ mm}$$

On prend $D = 14 \text{ mm}$

f) **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 261,31}{40000} = 0,000911 \text{ m}^2 = 9,11 \text{ cm}^2$$

g) **Armatures totale :**

$$A_v = A_l + A_{vj} = 18,25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **2*5T14 p.ml** = 15,40 cm²

VI.4.4. Vérification :

VI.4.4.1. Vérification à l'ELS :

a) **Condition de non fragilité :**

D'après le RPA 99/2003, on calcul pour une bande de 1 m et on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_v = 18,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **L'espacement :**

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

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 15 cm

c) **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{261,33 \times 10}{20 \times 0,9 \times 375} = 0,387 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

Chapitre VI : Ferrailage des portiques et des voiles

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,387 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- **RPA 99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 261.31 \times 10}{20 \times 0,9 \times 375} = 0,541 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,541 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{312.8 \times 10}{(20 \times 408) + (15 \times 15.40)} = 0.372 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

VI.4.5. Disposition des armatures :

VI.4.5.1. 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 :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 495 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 49.5 \text{ cm} \end{cases}$$

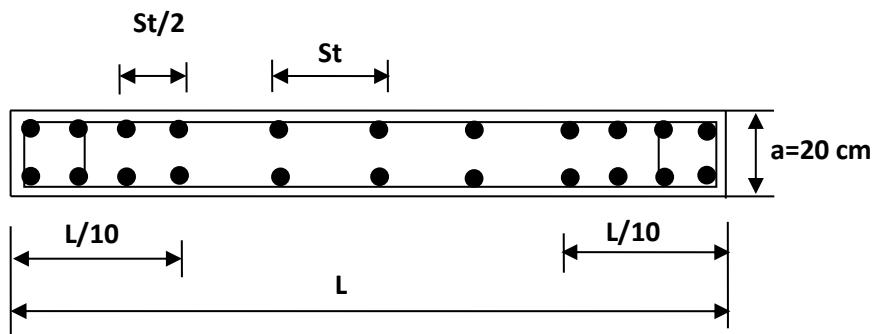


Figure.VI.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.4.5.2. 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.

VI.4.5.3. 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.

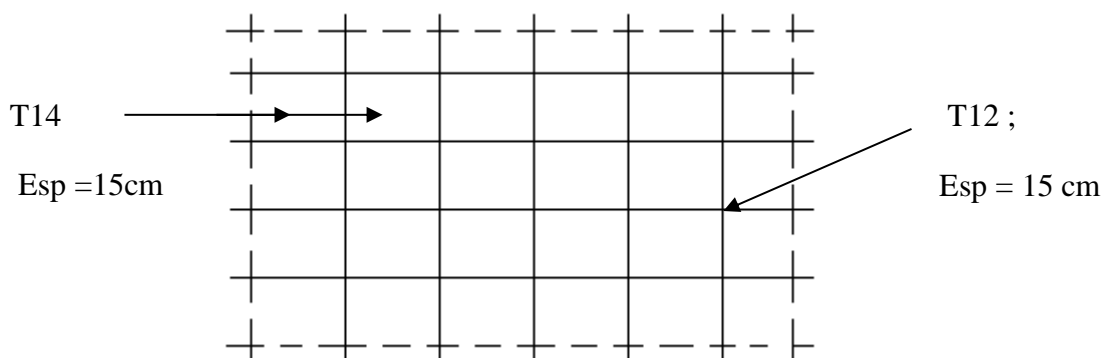


Figure VI.5 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII:

Etude de
l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1.00 bar à un ancrage de 3,00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- 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'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former 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
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VII.2.Définition :

Le radier c'est 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 de sol.

VII.3.Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions : FICHER ETABS

$$E. L. U : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 77967.1t.$$

$$E. L. S : N_{ser} = G_T + Q_T = 5695.73t.$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 5695.73t.$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 5695.73/10 = 569.57m^2.$$

On prend un débord de 100 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 641.21m^2$.

VII.3.2. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5.65m$

$$Q_u = N_u / S = 77967.1/641.21 = 121.59 \text{ t/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 121.59 \cdot 1ml = 121.59 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 121.59 \times 5.65 / 2 = 343.50 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06 \cdot f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{343.50 \times 10^{-2}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.22m$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad ; L = 565cm$$

$$22.6 \leq d \leq 28.25cm$$

$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm}$; on prend : $h=35\text{cm}$; $d=30\text{cm}$.

VII.3.2.1. 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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 62.78 \text{ cm} \leq h \leq 94.16 \text{ cm}$$

On prend : $d=72\text{cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$.

VII.3.2.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2[0.35 \times 641.21 + 0.75 \times 0.40 \times 262.4] = 606.7\text{t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 606.7 + 5695.73 = 6302.43\text{t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6302.43}{641.21} = \frac{9.82\text{t}}{\text{m}^2} < \frac{10\text{t}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = 0.40 \times (0.75)^3 / 12 = 0.014\text{cm}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,40\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.014}{500 \times 0.40}} = 5.47\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 4.95\text{m} < \frac{\pi}{2} L_e = 8.60\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VII.3.2.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.35 = 0.875\text{t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = 9.82\text{t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{rad}} = 9.82 - 0.875 = 8.945 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 8.945 \text{ t/m}^2.$$

VII.3.3. Ferrailage du radier :

VII.3.3.1. Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1) Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.95}{4.55} = 1.08 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

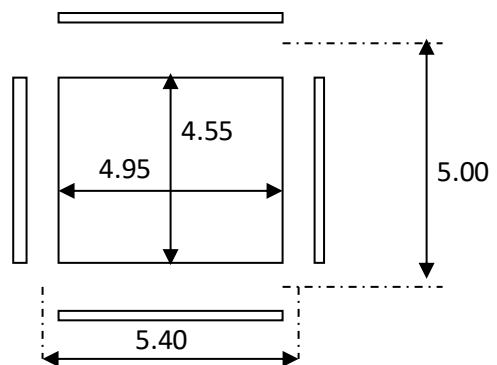
$$\alpha = 1.24 \Rightarrow \mu_x = 0.0879; \mu_y = 0.457$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0879 \times 8.94 \times (4.95)^2 = 19.25 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.457 \times 19.25 = 9.14 \text{ t.m}$$



En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 19.25 = 16.36 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{16.36 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14.17} = 0.128 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.171$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 27.94 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{13.82 \times 10^4}{27.94 \times 348} = 14.21 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10T14/ml** , **A = 18.47 cm²/ml**, **S_t=12cm**

Sens-y :

$$M_{ty} = 0.85 \times 9.14 = 7.76 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.06 ; \alpha = 0.0773 ; z = 29.07 \text{ cm}$$

$$A = 7.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T14 / ml** , **A = 9.24 cm²/ml**, **S_t = 20 cm**

Sur appuis :

Sens x-y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{0x} = 0,4 \times 19.25 = 7.70 \text{ m}$$

$$\mu = 0.0603 ; \alpha = 0.077 ; z = 29.06 \text{ cm}$$

$$A = 7.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T14 /ml**, **A = 9.24 cm²/ml**, **S_t = 20cm** les deux sens

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VII.3.3.2.Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens Longitudinal (x) :

$$L_{\max} = 4.95 \text{ m}$$

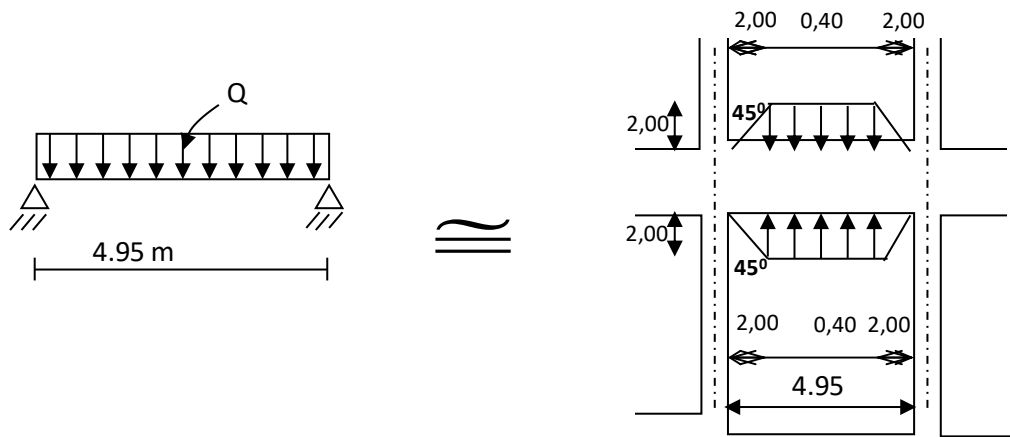


Figure VII.1 : Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $L_{x1} = 4.95\text{m}$

$$L_{y1} = 4,55\text{m}$$

$$L_{x2} = 4.65\text{m}$$

$$Q = 8.94 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q' = \frac{8.94}{2} \left[\left(1 - \frac{4.95^2}{3 \times 4.55^2} \right) \times 4.95 + \left(1 - \frac{4.95^2}{3 \times 4.55^2} \right) \times 4.35 \right] = 26.88 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q'L^2}{8} = \frac{26.88 \times 4.55^2}{8} = 69.57 \text{ t.m} \end{cases}$$

a.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 69.57 = 59.13 \text{ t.m}; b = 40\text{cm}; h = 70\text{cm}; d = 0.9h = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{59.13 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.262 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.389$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 53.19\text{cm}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{59.13 \times 10^4}{53.19 \times 348} = 31.49 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases} ; A = 33.19 \text{ cm}^2$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 69.57 = 34.78 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,154 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,210, z = 60.88 \text{ cm}^2, A_s = 16.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil+ (2T20) chap** ; $A = 18.86 \text{ cm}^2$.

Appuis de rive:

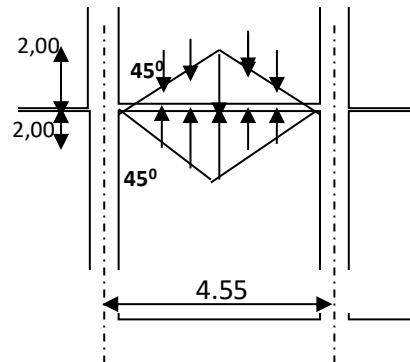
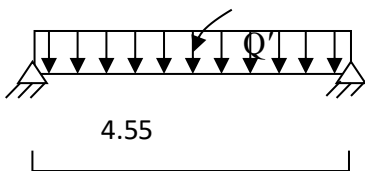
$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 69.57 = 13.91 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0618 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,079; z = 60.98; A_s = 6.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16)** : $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

b) Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 4.55 \text{ m.}$$



$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x1}$$

Tel que : $Q = 8.94 \text{ t/m}^2$

$$L_{x1} = 4,55$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 8.94 \times 4.55 = 27.12 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{8.94 \times 4.55^2}{8} = 70.17 \text{ t.m}$$

b.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 70.17 = 59.64 \text{ t.m}; b = 40 \text{ cm}; h = 70 \text{ cm}; d = 0.9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{59.64 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.262 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.393$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 53.09 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{59.64 \times 10^3}{53.09 \times 348} = 31.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit 4T20} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit 4T20} \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit 4T16} \end{cases}; A = 33.19 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0.5.M_0 = 0.5 \times 70.17 = 35.08 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.156 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0.019, z = 62.52 \text{ cm}^2, A_s = 16.12 \text{ cm}^2$$

On adopte **(4T20) Fil+ (2T20) chap ; A = 18.86 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0.2.M_0 = 0.2 \times 70.17 = 14.03 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0.007; z = 62.82; A_s = 6.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16); A = 8.04 cm².**

VII.4. Armature de peau :

Puisque $h > 60 \text{ cm}$ il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 2T12; $A = 2.26 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

$$\text{Diamètre: } \begin{cases} \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(21.86; 12; 40) = 12 \text{ m} \\ \text{on prend: } \phi_t = 10 \text{ m} \end{cases}$$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(20; 14.4) = 14.4 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0.3f_{c28})S_t}{0.8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{40(0.96 - 0.3 \times 2.1)15}{0.8 \times 3.14} = 78.83 \text{MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, A=3.14cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa}\right) = \max(0.48; 0.4 \text{MPa}) = 0.48 \text{MPa}$$

$$\frac{3.14 \times 400}{40 \times 15} = 2.09 > 0.48 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

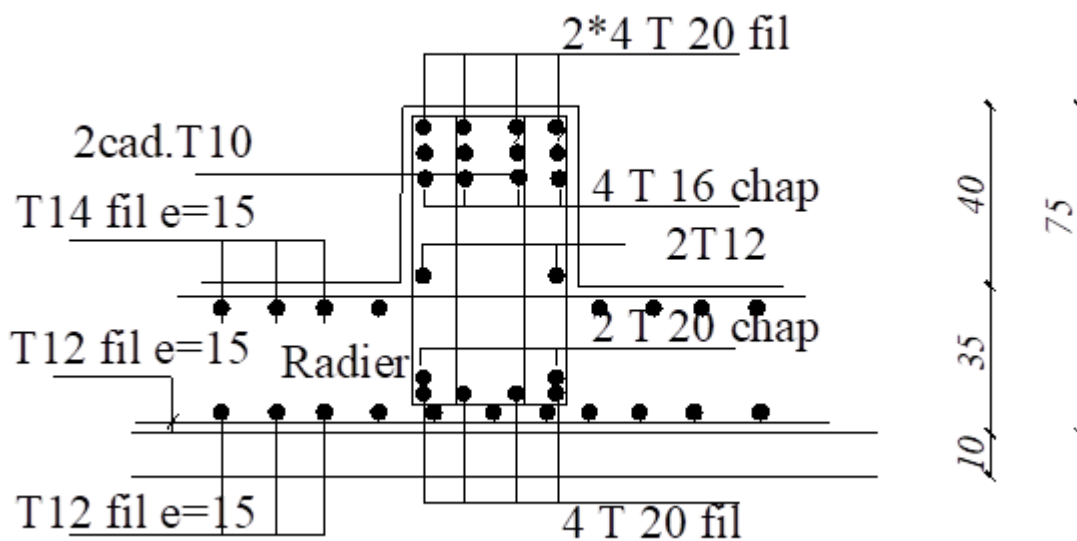


Figure VII.2 : Ferrailage de la poutre de libage+radier
(Sens longitudinal et transversal).

Conclusion

L'étude de ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle et nous a aussi permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre formation en respectant les règlements en vigueur de la construction (RPA/Version2003, BAEL91/99 ,CBA 93) et la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a faite, 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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela m'a permis d'approfondir davantage mes connaissances en génie civil.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETAPS que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

En somme, j'espère que ce travail reflète les principales étapes d'un projet tel qu'il doit être mené qu'il pourra offrir un plus aux promotions à venir.

BEBLIOGRAPHE :

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- calcul des ouvrages en béton arme (M.Belazougui).
- Cours et TD (Béton I, Béton II et RDM I).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- AUTO CAD
- SOCOTEC
- EXCEL
- WORD