REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

Memoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil

OPTION : Constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'un bâtiment R+6+ S-sol à usage d'habitation et commercial Contreventé par des voiles et portiques modélisé avec le logiciel ETABS.

Réalisé par: - **Mlle Habba Amira.**

- **Mlle Fodil Zahia .**

Dirigé par : - **M^me^ SMAHI.R**

2020-2021

REMERCIEMENTS :

- Tout d'abord, je remercie **ALLAH** le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminer ce travail.

- J'adresse mes sincères remerciements à tous les enseignants de la Faculté de technologie de l'Université de **Tizi-Ouzou** , en particulier les enseignants du Département de Génie civil pour leurs efforts pour créer une bonne formation pour nous.

- Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle fait et qui m'a encouragé toujours et soutenu durant toutes mes études tout au long de mon parcours.

- Je tiens à exprimer mes vives gratitudes et mes profondes reconnaissances à mon promoteur **M^{me} SMAHI.R** qui m'a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

- Mes vifs remerciements pour le bureau d'étude et d'architecture **SLHADJI** spécialement pour l'architecte **SLHADJI DJAMILA** pour sa patience et de sa confiance et aussi pour ses conseils techniques importants.

- Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin a la réalisation de ce modeste travail et ceux qui ont fait l'honneur de jury ce mémoire.

DÉDICACES :

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je Dédie :

- *À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination : Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude Que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

- *À ceux que j'aime et que j'adore : Mon frère :Ahmed , Ma sœur : Loubna ,*
- *A tous les membres de ma grande famille oncles tantes cousins et cousines.*
- *Mon binôme Zahia *samar* ainsi que toute la famille Fodil.*
- *Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*
- *Tout mes adorables amis (es) sans exception. .*

A toute la promotion 2020/2021.

Habba Amira.

DÉDICACES :

Je dédie ce Modeste travail à :

A mes cher parents :

- *Mon père AHMED : pour tous ses sacrifices sons lesquels , je ne serai jamais arrivé à cette consécration , l'exemple constant qu'il ma toujours donné , d'une vie de droiture , sa passion de trail, ont toujours suscité en moi le désir de suivre sa voie .*
- *Ma mère OUIZA : Avec toute sa tendresse ,en signe d'affection et de reconnaissance ,pour son dévouement exemplaire et pour les énormes sacrifices qu'elle m'a consentis .*

- *A mes frères et sœurs surtout Nadia.*
- *A ma nièce Chaima et mon neveu Abderahman , Abdesalam et Islam .*
- *A tous les membres de ma grande famille oncles tantes cousins et cousines .*
- *A tous mes amis sans exception .*
- *A mes amis de la promotion .*
- *A mon binôme AMIRA ainsi que toute sa famille .*
- *A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de prés ou de loin pour la réalisation de ce travail .*

Fodil Zahia . Samar.

LISTE DES TABLEAUX :

- **Tableau. I.1.:valeurs des contraintes admissibles de l'acier.**
- **Tableau II-1 : Vérification des résultats**
- **Tableau II.2: valeur de la charge permanente du plancher terrasse.**
- **Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant.**
- **Tableau II.4 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.**
- **Tableau II.5 : valeur de la charge permanente du mur intérieur.**
- **Tableau II.6 : valeur des charges permanente du voile.**
- **Tableau II.7 : : Les surcharges pour les différents étages .**
- **Tableau II.8 : Coefficient de dégression de charge..**
- **Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge..**
- **Tableau II.10: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 modifier 2003(Art 7.4.1).**
- **Tableau II.11: Pré-dimensionnement des voiles.**
- **Tableau II.12: Pré-dimensionnement des poutres.**
- **Tableau II.13: Pré-dimensionnement des poteaux.**
- **Tableau. III .1.1 : moment en travée.**
- **Tableau III .1.2: Calcul des efforts tranchants**
- **Tableau III .1.3 : Calcul des efforts tranchants.**
- **Tableau III .1.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.**
- **Tableau III.2.1 :** tableau du ferraillage
- **Tableau III.3.1 :** Evaluation des charges des dalles des balcons.
- **Tableau III.3.2 : Charge permanente du garde corps..**
- **Tableau III.6.1. : Calcul de la charge permanente du palie**
- **Tableau III.6.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.**
- **Tableau III.6.3: Tableau des efforts internes à l'ELU.**
- **Tableau III.6.4: Tableau des efforts internes à l'ELS.**
- **Tableau III.6.5: Tableau des efforts internes à l'ELU.(étage courant).**
- **Tableau III.6.7:** Tableau des efforts internes à l'ELS. (étage courant).
- **Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.**
- **Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.**
- **Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X**

- **Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens y-y**
- **Tableau IV.5 : Rigidités relative des portiques dans le sens X-X**
- **Tableau IV.6: Rigidité relative des portiques dans le sens y-y**
- **Tableau IV 7 : les inerties des voiles sens transversal.**
- **Tableau IV 8 : les inerties des voiles sens longitudinale.**
- **Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.**
- **Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.**
- **Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.**
- **Tableau IV 12 : Inertie fictive des portiques**
- **Tableau IV.13 : Pourcentage des inerties.**
- **Tableau VI.1 : calcule les écartement.**
- **Tableau VI.2 : type de remplissage .**
- **Tableau VI.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.**
- **Tableau VI.4 : calcul de l'effet P-Δ dans le sens X-X et YY.**
- **Tableau VII.1.1 : les recommandations du RPA.**
- **Tableau VII.1.2 : Résultats de ferraillage des poteaux àELU.**
- **Tableau VII.1.3:** Choix des armatures longitudinales.
- **Tableau VII.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.**
- **Tableau VII.1.5 : Détermination de la zone nodal.**
- **Tableau VII.1.6 :Vérification des contraintes tangentielles.**
- **Tableau VII.1.7: Vérification des contraintes a ELS.**
- **Tableau VII. 2.1 :Section des armatures longitudinales.**
- **Tableau VII. 2.2 : ferraillage des poutres secondaires.**
- **Tableau VII.2.3 : ferraillage des poutres principales.**
- **Tableau VII.2.4:Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.**
- **Tableau VII.2.5: Vérification au cisaillement.**
- **Tableau VII.2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.**
- **Tableau VII.2.7: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.**
- **Tableau VII.2.8:Moments à l'ELS.**
- **Tableau VII.2.9: Vérifications des contraintes à L'ELS.**
- **Tableau VII.3.1. : caractéristique géométrique .**

- **Tableau VII.3.2: ferraillage adopté .**
- **Tableau VII.3.3 : Ferraillage des voiles VY1 L=2.5 .**
- **Tableau VII.3.4. Ferraillage des voiles VX1 L=1m .**
- **Tableau VII.3.5.1 : linteau zone 1.**
- **Tableau VII.3.5.2 : Récapitulatif de ferraillage des linteaux.**
- **Tableau VIII.1 : vérification des contraintes.**
- **Tableau VIII.2 : ferraillage du radier .**
- **Tableau VIII.3 : Vérification de la condition de non fragilité.**
- **Tableau VIII.4 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier.**
- **Tableau VIII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)**
- **Tableau . VIII .6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .**
- **Tableau VIII .7 : Efforts internes dans les nervures.**
- **Tableau VIII.8 : Le ferraillage adopté pour la nervure.**
- **Tableau VIII.9 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier.**
- **Tableau IX.1 : Pré-dimensionnement de mur plaque.**
- **Tableau IX.2:Détermination des sollicitations.**
- **Tableau IX.3: Ferraillage du mur plaque**
- **Tableau IX.4: vérification des contraintes à l'ELS.**

LISTE DES FIGURES :

- **Figure .I.1 : Elément d'un plancher en corps creux.**
- **Figure .I.2 : schéma d'un escalier**
- **Figure. I.3 :cage d'ascenseur.**
- **Figure. I.5 :Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.**
- **Figure .I.6 : Treillis soudés**
- **Figure. I.7 : diagramme de contrainte déformation de l'acier**
- **Figure .II.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux
- **Figure. II.2 : Dimensionnement des poutres.**
- **Figure. II.3 :coupe de voile en élévation**
- **Figure. II.4 : coupe de voile en plan**
- **Figure .II. 5: Coupe du plancher terrasse inaccessible .**
- **Figure. II.6 : composition du plancher étage courant.**
- **Figure .II.7 : coupe verticale du mur extérieure.**
- **Figure .II.8 : coupe verticale du mur intérieur**
- **Figure .II.9 : localisation du poteau le plus sollicité.**
- **Figure.III .1.1 : Schéma d'un plancher en corps creux**
- **Figure III.1. 2 : Coupe transversale de la Poutrelle**
- **Figure. III.1.3 : ferraillage de la dalle de compression.**
- **Figure .III.1. 4: La disposition des poutrelles**
- **Figure .III.1. 5 : schéma statique de la poutrelle.**
- **Figure. III.1.6 : diagramme des moments fléchissant**
- **Figure .III .1. 7: diagramme des efforts tranchants a ELU.**
- **Figure .III .1.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).**
- **Figure. III .1.9 : plan ferraillage de la poutrelle**
- **Figure. III .1.10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)**
- **Figure. III .1.11:Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m)**
- **Figure. III .1.12 : Section en té.**
- **Figure. III .1.13 : Ferraillage des planchers**

- **Figure. III.2.1 : coupe transversale de l'acrotère**
- **Figure. III.2.2 : Diagramme des efforts interne.**
- **Figure .III.2.3 : section rectangulaire soumise à la flexion.**
- **Figure III.2.4:Ferraillage de l'acrotère.**
- **Figure III-3.1: Schéma statique du console.**
- **Figure-III-3.2 Schéma statique du console**
- **Figure-III.3.3 Diagramme de moment à l'ELU**
- **Figure-III.3.4 Diagramme de moment à l'ELS.**
- **Figure III.4.1: Les dimension de la poutre de chainage.**
- **Figure.III.4.2. Schéma de chargement.**
- **Figure.III.4.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU.**
- **Figure.III.4.4. Schéma de chargement.**
- **Figure.III.4.5. Diagramme des efforts internes à l'ELS.**
- **Figure. III.5.1 : Schéma d'Ascenseur.**
- **Figure .III.6.2: Schéma statique de la Salle machine.**
- **Figure .III.5.3 : Correction des moments.**
- **Figure .III.5.4. : Les moments dans les 02 sens.**
- **Figure. III.6.1 : Coupe verticale d'un escalier.**
- **Figure. III.6.2: Schéma statique de l'escalier à l'ELU**
- **Figure. III.6.3. :Diagramme des efforts interne a l'ELU.**
- **Figure. III.6.4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS**
- **Figure. III.6.5 :Diagramme des efforts interne a l'ELS.**
- **Figure. III.6.7: La section de la paillasse.**
- **Figure III.6.8 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU (étage courant).**
- **Figure. III.6.7 :Diagramme des efforts interne a l'ELU . (étage courant).**
- **Figure III.6.8 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS (étage courant).**
- **Figure. III.6.9 :Diagramme des efforts interne a l'ELS. (étage courant).**
- **Figure. III.6.10: La section de la paillasse.**
- **Figure .III.7.1 : schéma de la poutre palière.**
- **Figure .III.7.2 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.**
- **Figure. III.7.3: Diagramme des efforts interne à l'ELS.**

- **Figure .IV.1 : Identification des paramètres.**
- **Figure .IV-2 : refend (longitudinal et transversal)**
- **Figure. IV.3: Diagramme des moments des aires**
- **Figure. IV-4:Diagramme des moments des aires.**
- **Figure .IV.5 : Pourcentage des inerties selon le sens longitudinal**
- **Figure IV.6 : Pourcentage des inerties selon le sens transversal.**
- **Figure .V.1 :Spécification de la géométrie de la structure.**
- **Figure .V.2 : Système d'unités.**
- **Figure .V.3 : Géométrie de base.**
- **Figure .V.4 : Modification des longueurs des trames..**
- **Figure .V.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D.**
- **Figure .V.6 :Définir les propriétés mécaniques des matériaux.**
- **Figure .V 7 : Définition des sections.**
- **Figure .V.8: Introduction des propriétés mécanique des poutres .**
- **Figure. V.9: Affecter les sections des poteaux.**
- **Figure .V.10 : Introduction des propriétés mécanique des poteaux.**
- **Figure .V.11 : Introduction des dimensions des corps creux.**
- **Figure .V.12 : Introduction des dimensions des dalles plaines.**
- **Figure .V.13 : Introduction des dimensions des voiles.**
- **Figure .V.14: Définition des charges d'exploitations G et Q.**
- **Figure .V.15 : Introduction de RPA.**
- **Figure. V.16 :Définition du chargement EX et EY (séisme).**
- **Figure .V.17: Introduction des combinaisons d'actions.**
- **Figure. V.18 : Introduction de nombre de mode**
- **Figure .V.19 : Vue en 3D de la structure.**
- **Figure .Vl.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS.**
- **Figure .VII.3.1. : disposition des armatures verticales dans les voiles .**
- **Figure. VII.3.5.1: Armatures de linteaux.**
- **Figure .VIII.1 : Schéma du Radier.**
- **Figure. VIII -2 : Coupe vertical d'un radier**
- **Figure .VIII.3 : Diagramme des contraintes.**
- **Figure .VIII.4: Entre axe du panneau le plus sollicité.**
- **Figure .VIII.5 : Schéma statique du débord.**
- **Figure. VIII.6: Répartition trapézoïdale**
- **Figure .VIII.7 : Présentation du chargement simplifié.**
- **Figure .VIII.8 : Répartition triangulaire**

- **Figure .VIII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments).**
- **Figure .VIII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).**
- **Figure .VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).**
- **Figure .VIII.12 : Schéma statique de la nervure ELS.**
- **Figure .VIII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).**
- **Figure .VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).**
- **Figure. VIII.15: Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).**
- **Figure .VIII .16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)**
- **Figure .VIII .17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).**
- **Figure. VIII .18: Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y).**
- **Figure .VIII.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).**
- **Figure .VIII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).**
- **Figure .IX.1. : Schéma statique du Mur plaque**
- **Figure. IX.2: Diagramme des contraintes**

SOMMAIRE :

Introduction générale

Chapitre I : Généralités 1-10

Chapitre II :pré-dimensionnement des éléments 11-25

Chapitre III : Calcul des éléments

- Plancher 26-43
- Acrotère 44-52
- Balcon 53-60
- Poutre de chainage 61-69
- Salle machine 70-78
- Escalier 79-113
- Poutre palière 114-123

Chapitre IV: Étude de contreventement 124-137

Chapitre V : modélisation 138-152

Chapitre VI : vérification 153-162

Chapitre VII : ferraillage des éléments structuraux

- Ferraillage des poteaux 163-171
- Ferraillage des poutres 172-185
- Ferraillage des voiles 186-202

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure 203-226

Chapitre IX: Mur plaque 227-234

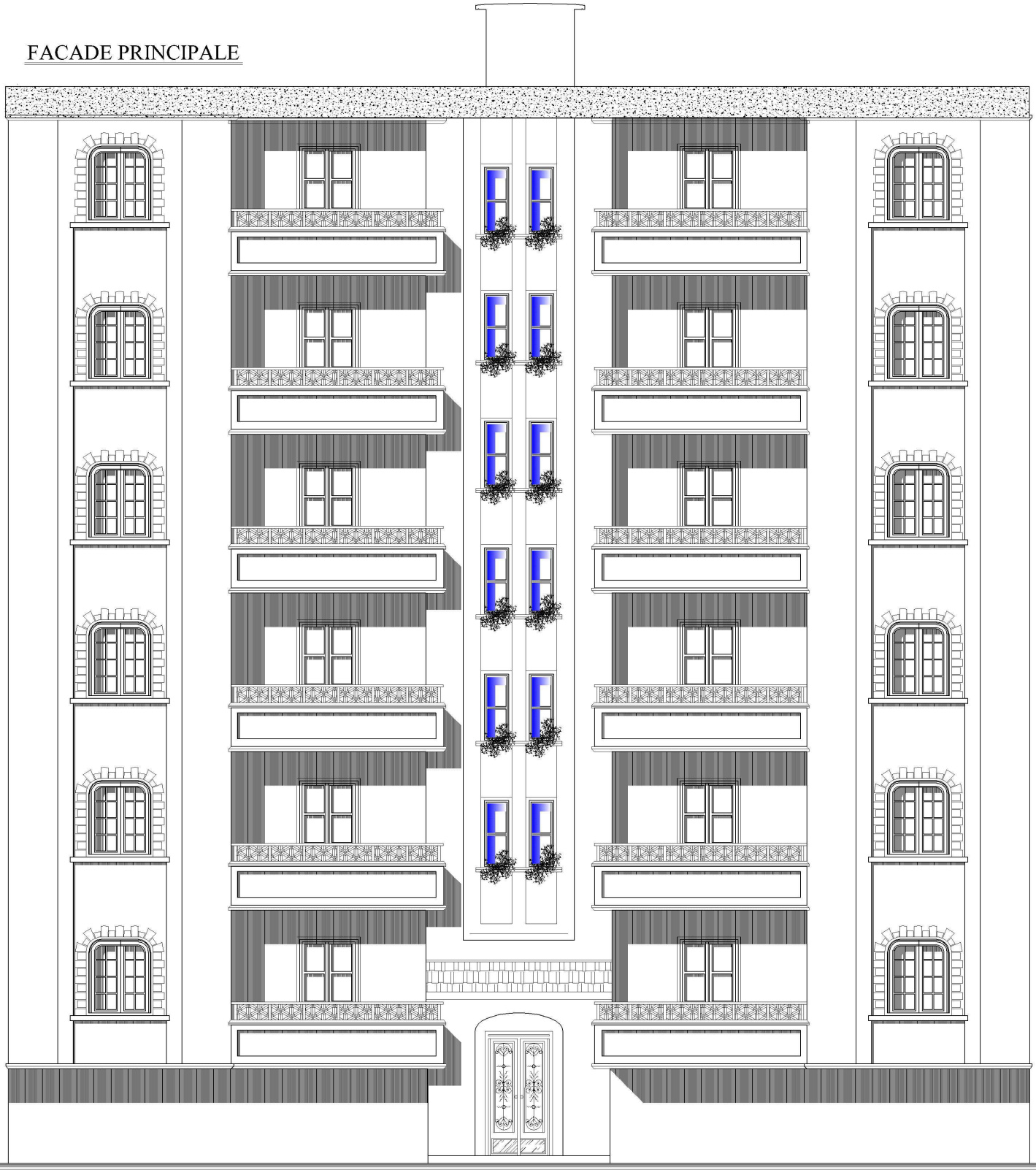
Conclusion

Bibliographie

PLAN

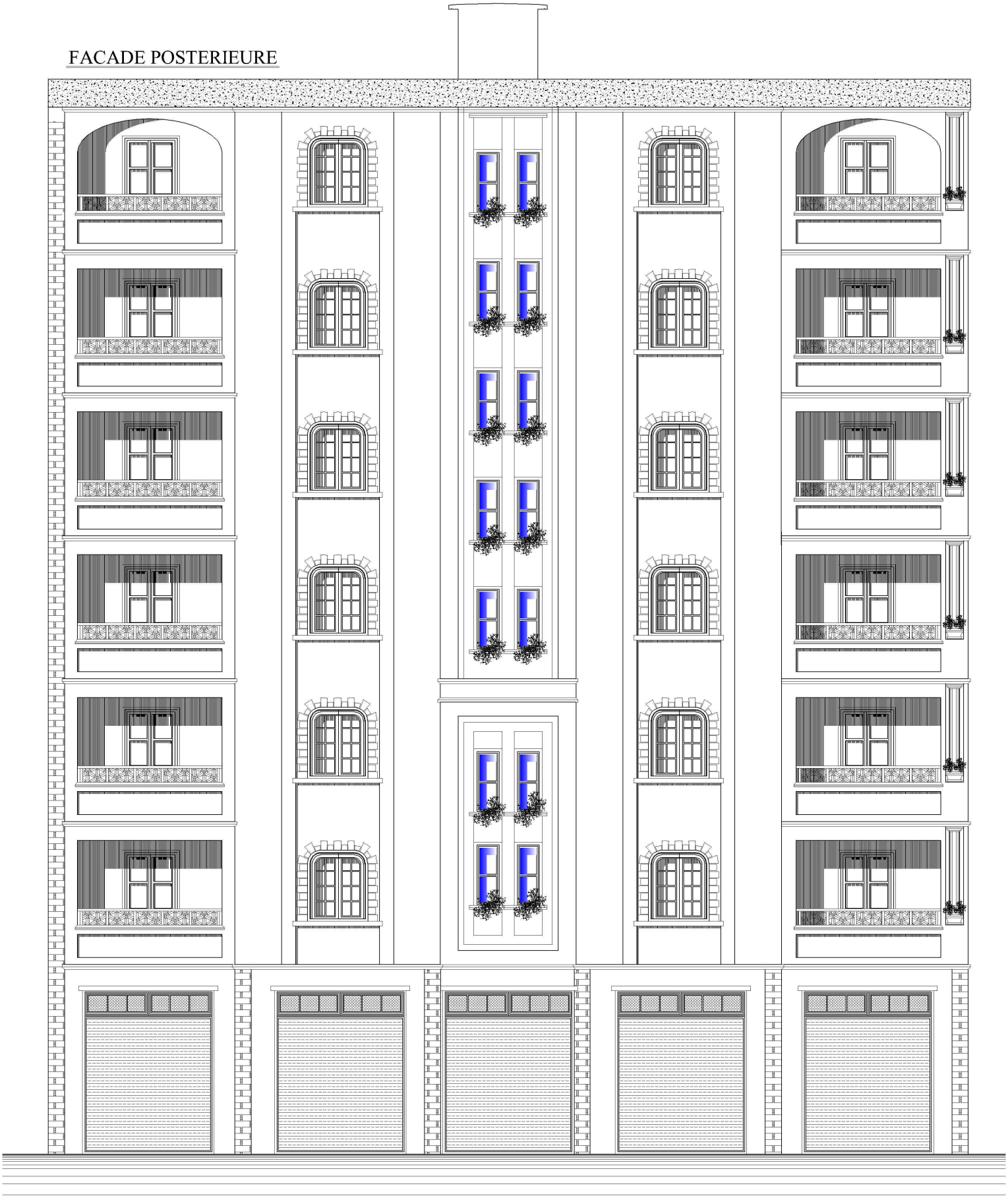
D’ARCHITECTE

FACADE PRINCIPALE



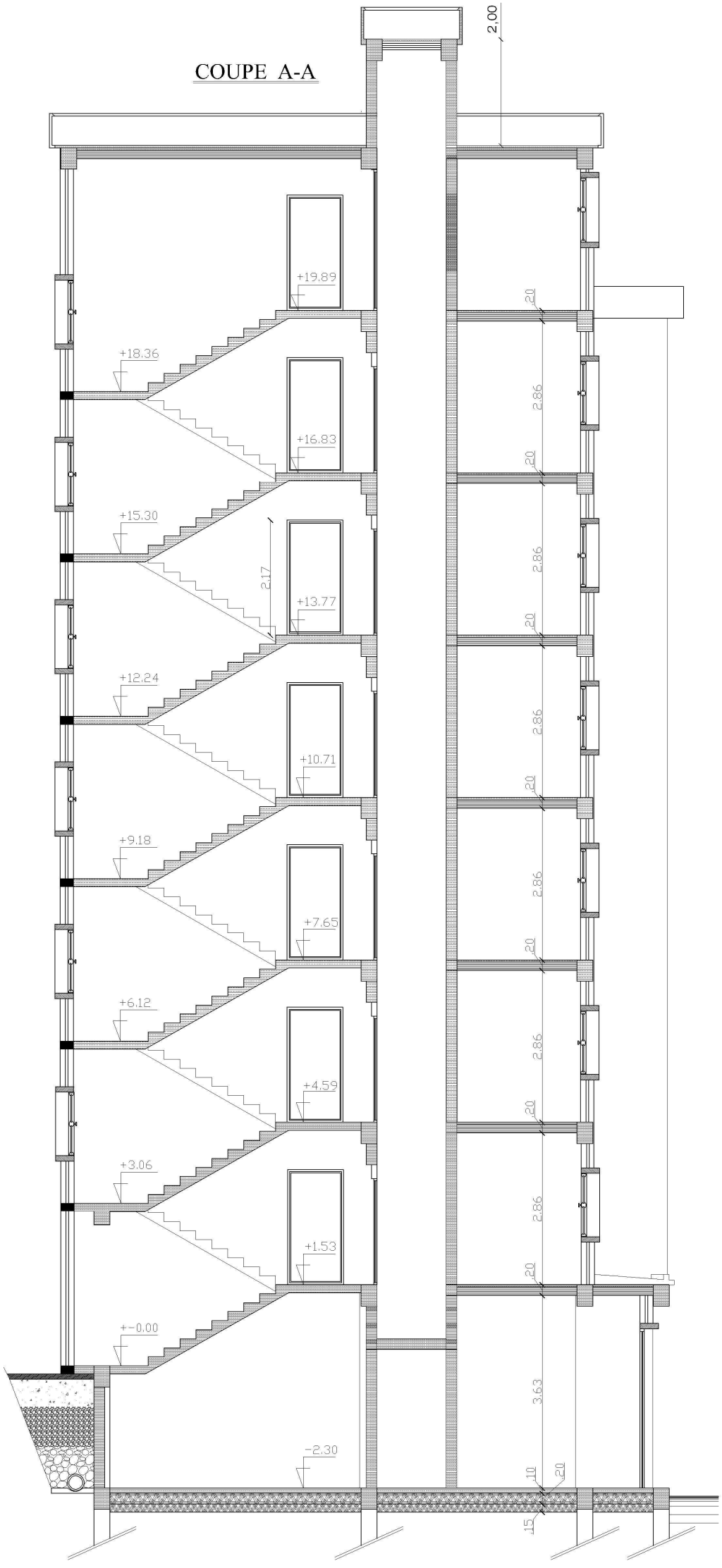
F:\DESPO-VOILE-2 (1).dwg, 05/03/2022 11:29:16, PublishToWeb JPG.pc3

FACADE POSTERIEURE



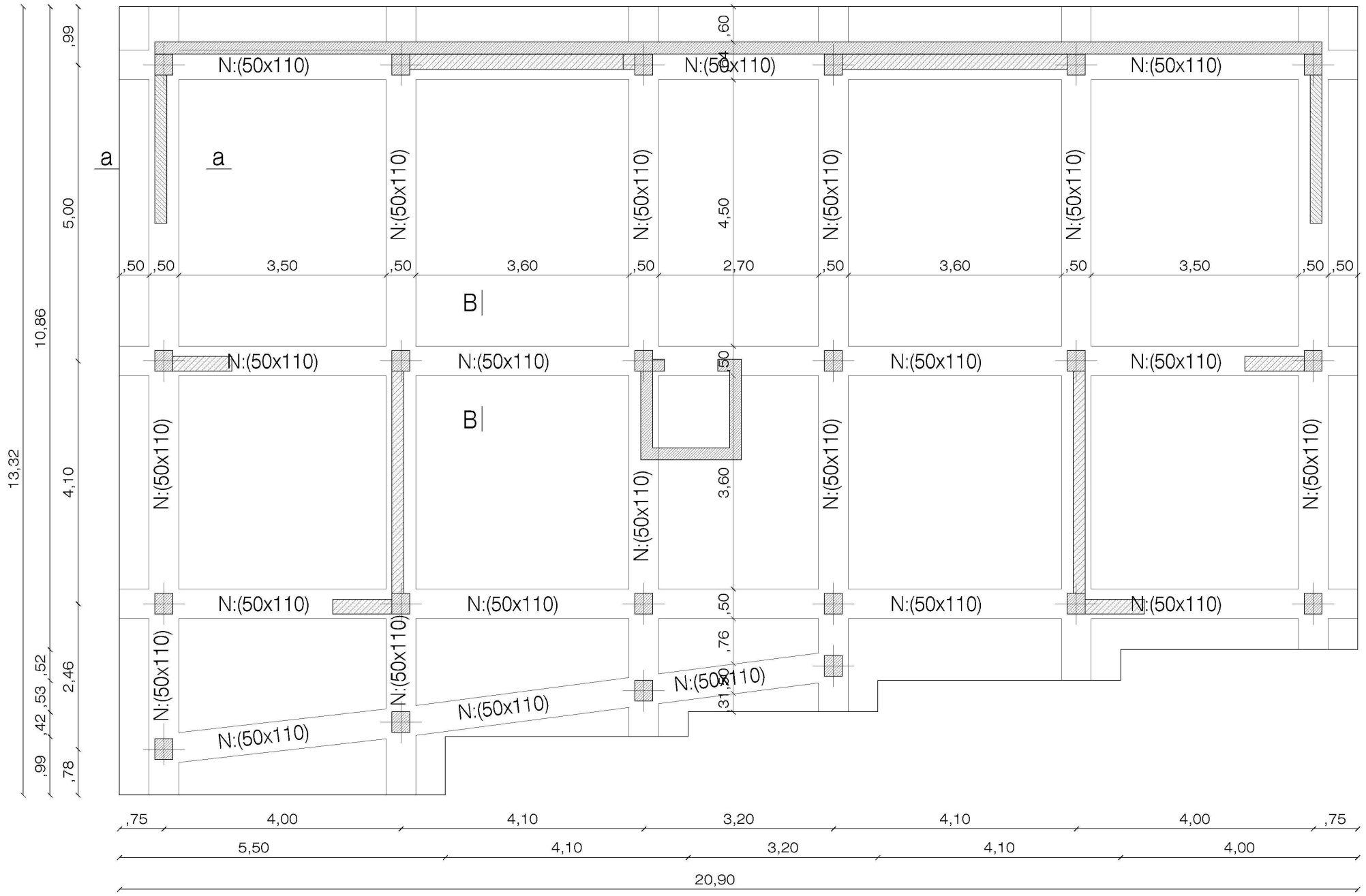
F:\DESPO-VOILE-2 (1).dwg, 05/03/2022 11:29:56, PublishToWeb JPG.pc3

COUPE A-A

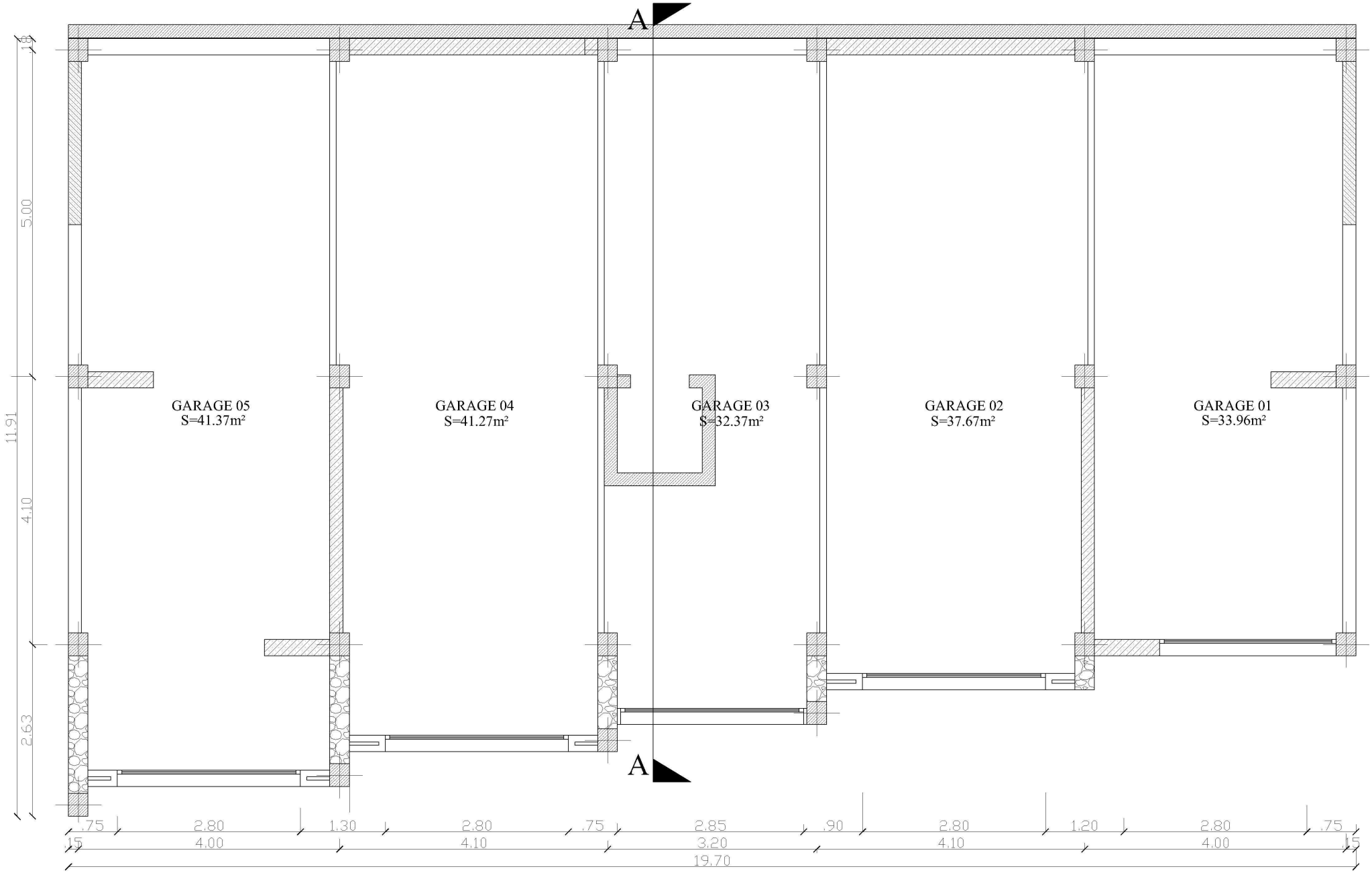


F:\Jer BLOC (5).dwg, 05/03/2022 11:11:40, PublishToWebJPG.pc3

PLAN DE FONDATIONS

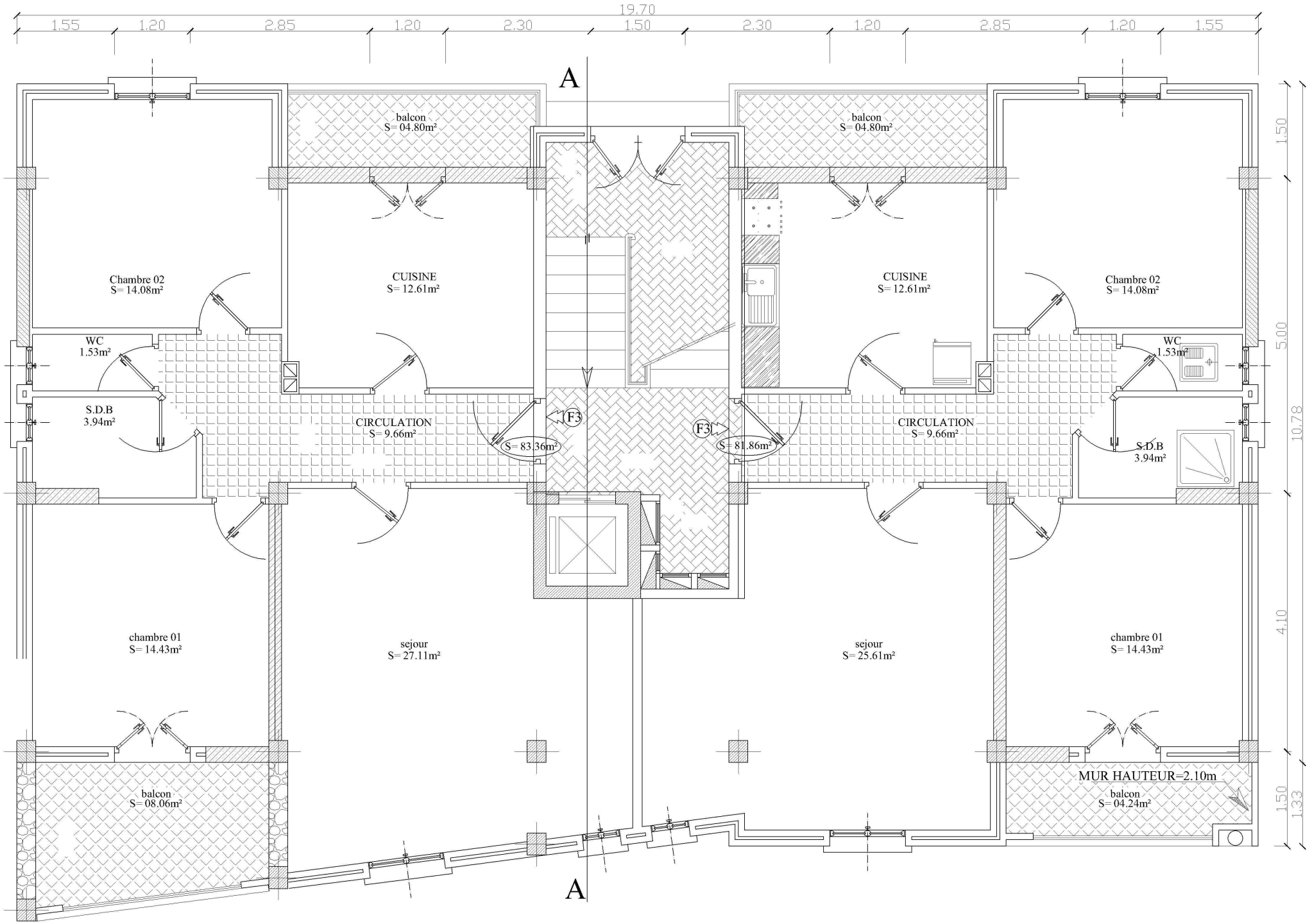


PLAN NIVEAU SOUS-SOL



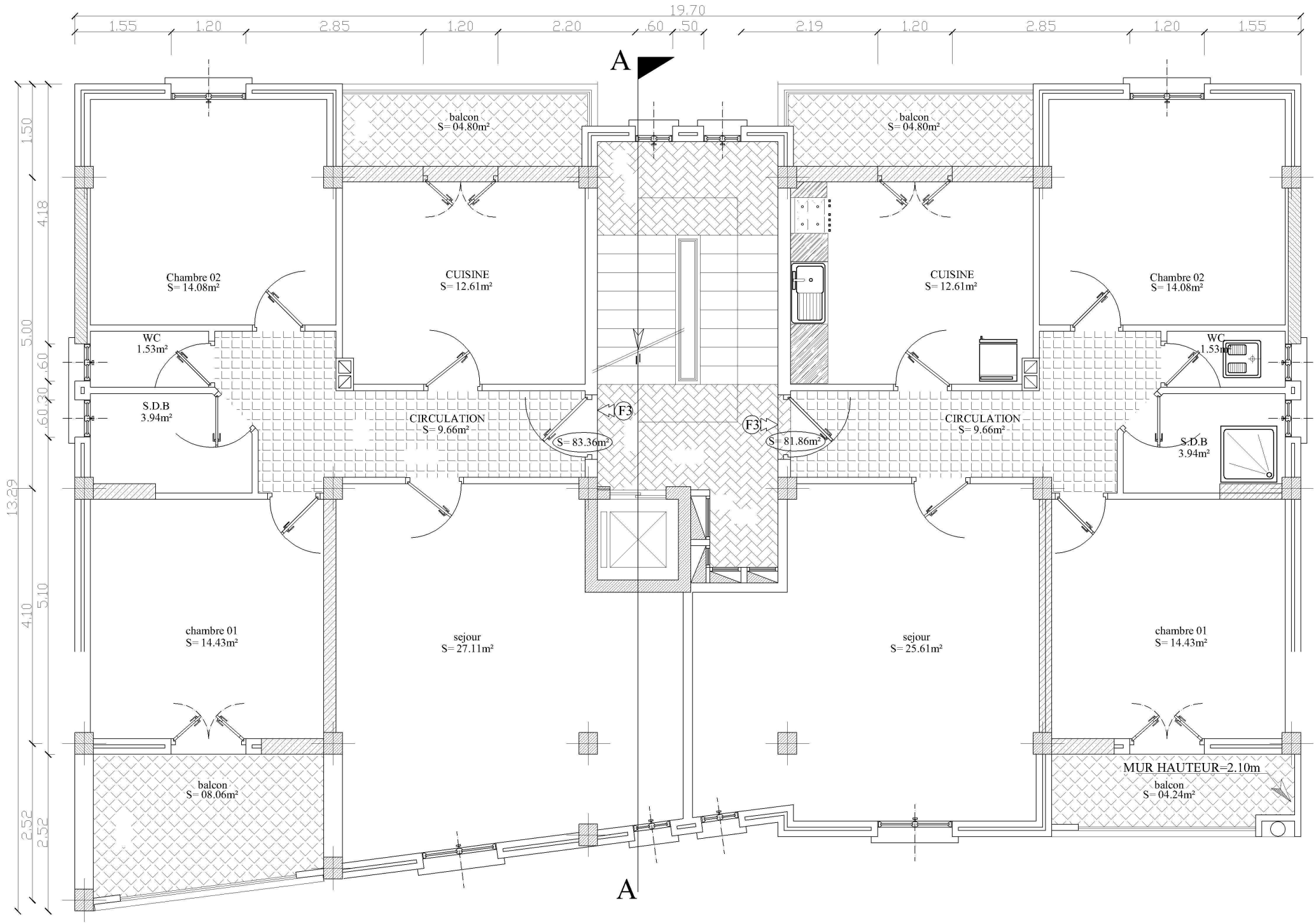
F:\DISPO-VOILE-2 (B).dwg, 05/03/2022 11:15:03, PublishToWeb JPG.pc3

PLAN NIVEAU RDC



F:\DISPO-VOILE-2 (1).dwg, 05/03/2022 11:13:03, PublishToWeb JPG.pc3

PLAN DU 1er ETAGE (LOGEMEMENT)



F:\DISPO-VOILE-2 (1).dwg, 05/03/2022 11:13:38, PublishToWeb JPG.pc3

PLAN DE TOITURE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'application de principes physiques et scientifiques qu'est aussi une profession liée aux connaissances des structures, la science des matériaux, le sol, la géologie…

Les matériaux utilisés dans les constructions en génie civil sont principalement le béton, et l'acier formant ainsi ce qu'on appelle le 'béton armé' caractérisé par sa très bonne adhérence.

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles de l'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiments, Ensuite on fait un pré-dimensionnement des éléments et un calcul des éléments secondaires, Puis on enchaine avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel ETABS 2009, Après on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé, qui est un bâtiment (R+6+ s-sol) à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone à forte sismicité (Alger), tout en utilisant les règlements et les normes appliquées actuellement.

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage.

I.1. Introduction :

Le projet qui fait objet de notre mémoire, consiste à calculer et dimensionner les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé constitué de (R+6+Sous-Sol),à usage multiple. Cette structure est implantée à Tizi-Ouzou, classée d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 vs 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ouvrage d'importance moyenne de GROUPE 2(Art 3.2 RPA99 vs 2003).

I.2. Présentation du projet :

- Cette structure est composée de :
- D'un sous sol. : usage commercial · → Des garages
- D'un rez de chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- De (06) étage à usage habitation. ·
- Un Cage d'escalier. ·
- Une cage d'ascenseur .

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ Dimension en plan :

- Longueur totale de bâtiment : 19.70m.
- Largeur totalede bâtiment: 11.91m.

❖ Dimension en élévation :

- Hauteur totale : 27.19 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans charpente : .24.59 m.
- Hauteur du s- sol : 3.83 m.
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m.

I.4. Données géotechniques du site :

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LMBTP (Laboratoire matériaux bâtiment travaux publics), situé à TIZI OUZOU.

✓ Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).

- Zone moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble ≪ S3≫.
- Contrainte admissible du sol σ_{sol}=4.76bars.

I.5. Elément constructifs de l'ouvrage :

I.5.1 Structure porteuse : Notre structure est composée de :

a. Ossature et contreventement : l'ossature est composée de :

- Portique (poteaux poutres).
- Voiles porteurs en béton armé.

Car la hauteur du bâtiment est 27.19 m, qui est supérieure à 17m ; d'après l'article (4.aRPA99 VS 2003) .

b. les planchers : Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels mécaniques et dissolutions :

- Transmission et répartition des déférentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.

Dans ce projet, on a opté pour un plancher en corps creux pour tous les planchers de notre bâtiment pour :

- Economie.
- La facilite de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Les portées des poutres ne sont pas importantes .

Plancher en corps creux : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et en suite aux éléments verticaux (poteaux).

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux.

c. Les voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

d. Les escalier : Le bâtiment est muni d'une seul cage d'escalier se sont des escaliers réalisé en béton armé ,sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ce dernier est constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Figure I.2 : schéma d'un escalier

e. Cage d'ascenseur : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

L'ascenseur est un dispositif mobile, permettant prédéfini au sein d une construction machinerie.

Figure I.3 :cage d'ascenseur.

f. Maçonnerie :

- **Murs extérieures :**

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30cm (10cm séparées par une lame d'aire de 5cm et en simple cloison de briques creuses de 10cm pour les murs de séparation).

- **Murs intérieurs :**

Sont des murs de séparation réalise en briques creuses de 10cm d'épaisseur .

g. Revêtements : Les revêtements sont réalisés en :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs
- Carrelage pour les planches courants les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

h. Les balcons : Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher .ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

I.5.2 :Eléments composant l'infrastructure :

- ✓ **Fondation :**la fondation est un élément qui est situé à la base de la structure .il assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation. Le choix des fondations dépond de :
- L'importance de l'ouvrage .
- caractéristique mécanique et physique du sol.

Il existe trois type de fondation :

- Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur D < 3m: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers..

- Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur D/B>6 et D > 3 m : puits, pieux D : longueur de fondation enterrée dans le sol. B : largeur de la fondation ou diamètre.

- Les fondations semi-profondes.

- ✓ **Le système de coffrage :** Le coffrage est une enceinte provisoire construction (béton), utile pour maintenir ce matériau en place, durcissement. Les coffrages au
- Le coffrage classique en bois, pour les portiques .
- Un coffrage métallique pour les voile.

I.6. Caractéristiques des matériaux :

Pour la conception de notre ouvrage ; deux matériaux sont essentiels à utiliser, le béton et l'acier.

I.6.1. Béton :

le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant à des proportions convenables de manière homogène :

- Liant hydraulique le ciment. .
- Un granulat composé du sable et un gravier.
- De l'eau. Et les adjuvants .

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m^3 de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m^3 les règles du BAEL 91 modifiée 2003 ne sont plus applicables.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir : Une résistance mécanique élevée.

Un retrait minimum.

Une bonne tenue dans le temps.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes (sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance).

a. <u>Résistance caractéristique à la compression :</u> Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dites :

Valeur caractéristique requise notée « f_{c28} ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque j ≤ 28 jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

- Béton de résistance courante : $f$cj = $\frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq$ 40 MPa
- Béton de haute résistance : $f$cj = $\frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} >$ 40 MPa

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours on peut admettre une valeur au plus égale à 1.1 × fc28 à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance atteigne 40 MPA au plus
- Lorsque j ≥ 60 jours on utilise la relation suivante :

b. <u>Résistance caractéristique du béton à la traction :</u>

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est éventuellement donné par la formule suivante :$\boldsymbol{f_{tj}= 0.06f_{cj}+0.6}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa(ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003)

f_{tj}=0,275 $(f_{cj})^{2/3}$ *si :* $f_{cj} > 60MPa$ (annexe F)

Dans le cas de notre projet : f_{c28}= 25 MPaet f_{t28} = 2.1

Figure. I.5 :Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.

En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰o (Partie parabolique du graph) on utilise la loi de Hooke dans ce cas :

En compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

2‰o < ε < 3.5 ‰o avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times fc_{28}}{\theta \times \gamma_b}$ Avec :

- 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que :
  - $\gamma_b = 1.15$ ⟶ situation accidentelle.
  - $\gamma_b = 1.5$ ⟶ situation durable.
- θ = 1 ⟶ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action inférieure à 24 H.
- θ = 0.9 ⟶ pour une durée probable d'application comprise entre 1H et 24H.

θ = 0.85 ⟶ pour une durée probable d'application inférieure à 1H

C. module d'élasticité : Ce module est connu sous le nom de module de « Young » ou module de déformation longitudinal, il est défini sous des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

1. Module de déformation longitudinale : Il existe deux modules de déformation longitudinales :

❖ Module de déformation longitudinale instantanée :

d'après l'article A.2.1,21 du BAEL 99 ,lorsque la durée des contraintes est inférieures à24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (Eij) est égale à :

- Eij=11000(fcj)1/3
- fc28=25MPa ;Eij=32164.20 MPa

❖ Module de déformation différée:

D'après l'article A.2.1,22 du BAEL 99,lorsque les contraintes appliquée sont de longue durée le module de déformation longitudinale différée du béton(Evj) est égale à :

Evj = 3700 $\sqrt{fcj}$ 3 (MPA) Pourfcj=25 MPA on à Eij=32164,2MPa.

- Evj=3700(fcj)1/3
- Eij=10818.9 MPA

2. Module de déformation transversale : Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante : $G = \frac{E}{2(1+v)}$ [MPa]

E : module de Young.

v: Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91). C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales $v = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

Δd/d :La déformation relative transversale

Δl/l 1 :La déformation relative longitudinale

Masse volumique du béton armé : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 a 2400 daN/m3 s'il n'est pas armé .CPA325 2500 daN/m3 s'il est armé.

D. Coefficient de Poisson :

ELU : ν=0 (pour le calcul des sollicitations).

(BAEL : Art.A.2.1.3)ELS : ν=0.2 (pour le calcul des déformations).

E. Les états limites (B.A.E.L 91 modifiée 2003) :

un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Ils se classent en deux catégories :

1.Etat limite ultime (ELU) : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme. La contrainte limite de compression a l'Elu :

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.3.41).

❖ la contrainte limite ultime de cisaillement (ELU) :

la contrainte tangentiel du béton est définie par : $\tau u = Vu\ b_0 \times d$

Avec : Vu : l'effort tranchant a l'Elu

b0 : largeur de l'âme

d=0.9h : position des aciers tendues

elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration :

• cas de fissuration peu nuisible : τu = min [(0.2 × fc28 γb ; 5 MPA)]

• cas de fissuration nuisible ou très nuisible : τu = min [(0.15 × fc28 γb ; 4 MPA)]

❖ Etat limite de service (ELS) :

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont :

la fissuration, les déformations, . . . La contrainte limite en service a ne pas dépassé est :

σbc= 0.6 ×fc28 (BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2)

Pour le cas de notre projet la contrainte limite est de : 15 MPA

I.6.2. L'acier : Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400

Fe = 400 MPa.

2. Acier rond lisse FeE235

Fe = 235 MPa.

3. Treillis soudé TL520 (∅≤6EE)

Fe=500 MPa

Figure I.6 : Treillis soudés

a. Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99] :

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : Es = 200000 [MPa]

b. Contraintes limites de l'acier :

contrainte limite à L'ELU : (Art.3.2/BAEL.91) La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante : **σst =fe/γs**

fe : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γs: Coefficient de sécurité tel que : γs =1,15 En situation courante. γs= 1 En situation accidentelle.

Pour le cas de notre projet on utilise f_e=400 Mpaavec :f_e : contrainte limite d'élasticité.

$$\begin{cases} \sigma s = 400 \text{ MPa} \\ \sigma s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en[‰]	Coef. De scellement [ψ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.5
			500	550	12	
Acier en Treillis	Treillis soudé TL.520 (Φ< 6)	T.S	520	550	8	1

Tableau. I.1.:valeurs des contraintes admissibles de l'acier.

Figure. I.7 : diagramme de contrainte déformation de l'acier

D. Etat limite de service (ELS) :

- ✓ **Fissuration peu nuisible :** Dans ce cas aucune vérification n'est demandée(en dehors de la vérification à l'ELU)

$\sigma s = fe$

- ✓ **Fissuration nuisible :** C'est le cas des élément exposés à l'intempérie.

$\sigma s \leq \min (2/3fe ; \sqrt{\eta} ftj \times 110)$

- ✓ **Fissuration très nuisible:** C'est le cas des milieux agressifs.

σs ={ Max(0.5fe ; 90√ η ftj)**}** en **MPA**. Art.(A.4.5,34BAEL.91)

η=1.pour les ronds lisses.

η=1,6 pour les HA.

E. Protection d'armatures (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- **c ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

F. <u>Règlements et normes utilisés :</u> Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA 93.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.
-

I.7.Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction passons par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution

Chapitre II :

Pré-dimensionnements des éléments .

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différente éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlement et normes en vigueur à savoir le B.A.E.L91 modifier 99 et RPA 99 modifier 2003 et le CBA93

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments structuraux de notre bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles et les poteaux.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

a. Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivants les petites portées ,séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges permanente et les surcharges d'exploitation, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Dans ce projet on traite le plancher en corps creux.

➢ Plancher à corps creux :

Le plancher du corps creux est constituez de :

- **Corps creux :** dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelle :** éléments résistant du plancher.
- **Dalle de compression :** c'est une dalle en béton armé sa hauteur varie de 4 a 6 cm.
- **Treillis soudé.**

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids total de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur (ht) est déterminée à partir de la condition de la flèche **(Article B.6.8,424 duBAEL 91 révisées 99) .** $\mathbf{H_t \geq \frac{Lmax}{22.5}}$

- $\mathbf{L_{max}}$: la longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles
- **Ht** : la hauteur totale du plancher.
- Selon le RPA99vs2003on prend section minimal de (25×25) cm^2 pour les poteaux.

AN : L=410-25 =385 ⟶ $Ht \geq \frac{385}{22.5} = 17.11$

On optera pour un plancher de hauteur égale à 20 cm, soit ht = (16+4) cm.

-Hauteur de corps creux =16cm. -Hauteur de la dalle de compression = 4cm

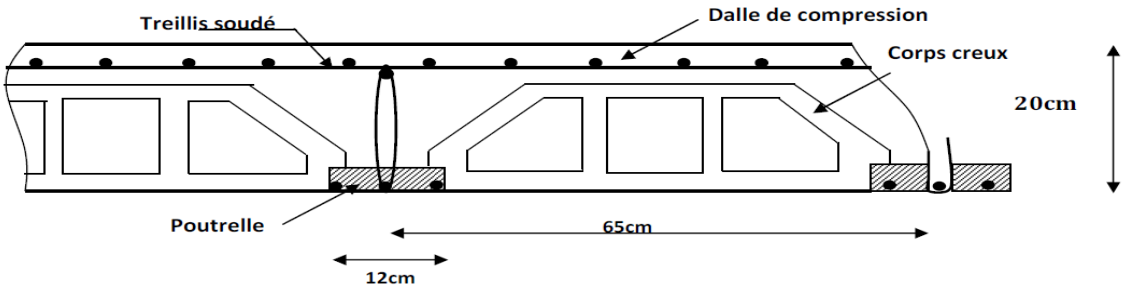


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

➢ plancher dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu.
- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_{max}}{35} < e < \frac{l_{max}}{30}$ → L_{max}=500cm

$\frac{500}{35} < e < \frac{500}{30}$ → $14.28 < e < 16.67$ → *on opte* e=15cm

1. **Condition de résistance au feu :** Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- ❖ e =7cm pour une heure de coupe-feu,
- ❖ e =11cm pour deux heures de coupe-feu,
- ❖ e =15 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feuds éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres…) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : e=15cm.

2. **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique ; il est exigé une masse surfacique minimale de 350kg/m2 D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$\mathbf{h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\ cm}$

On adoptera à une épaisseur de 15 cm

b. Poutres :

Sont en béton armé de section rectangulaire, leurs rôles est de transmettre les charges aux poteaux. On distingue deux types de poutres :

- **Poutres principales(PP) :** sont perpendiculaires aux poutrelles.
- **Poutres secondaires(PS) :** sont parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \\ 0.4\,h \le b \le 0.7\,h \end{cases}$$ (BAEL91 modifié 99, Art 4.14)

Avec : h : hauteur de la poutre ; b : largeur de la poutre

L : portée maximale entre nus d'appuis

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa:

- Hauteur : $h \geq 30$ cm.
- Largeur : $b \geq 20$ cm.
- $h/b \leq 4$

❖ **Poutres principales :** Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales

$$L_{max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

- **La hauteur** : $\mathbf{\frac{L_{max}}{15} \le h_{ps} \le \frac{L_{max}}{10}}$

AN : $\frac{475}{15} \le h_{ps} \le \frac{475}{10} \Longrightarrow 31.66 \text{ cm} \le h_{ps} \le 47.5\text{cm}$

On prend $h_{ps} = 40$cm

- **La largeur:** $\mathbf{0.4\ h \le b_{ps} \le 0.7h}$

AN : $0.4 \times 40 \le b_{ps} \le 0.7 \times 40 \Longrightarrow 16 \text{ cm} \le b_{ps} \le 28 \text{ cm}$

On prend bps = 30cm

$h/b = 1.6 \le 4 \rightarrow$ conditions du RPA vérifiée

✓ **Poutres principales (30x40).**

- **Poutres secondaire :** Disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.
- **La hauteur**: $\mathbf{\frac{L_{max}}{10} \le h_{pp} \le \frac{L_{max}}{10}}$

AN: $L_{max} = 410\text{-}25 = 385$ cm

$\frac{385}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{385}{10}$ $\Rightarrow$ 25.66cm ≤ h_{pp} ≤ 38.5 cm

On prend h_{pp} = 35cm

- **La largeur:** $\mathbf{0.4\,h \leq b_{pp} \leq 0.7\,h}$

AN : $0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 12cm \leq b_{pp} \leq 24.5$ cm

On prend b_{pp} = 30 cm

h/b =1.4 ≤ 4 → conditions du RPA vérifiée.

✓ **Poutres principales (30x35).**

C .Poutre de chaînage :

Les balcons de notre plan sont en corps creux dans ce cas on utilise les poutres de chainage qui seront calculées comme étant une poutre à une inertie constante, reposant sur deux appuis.

La hauteur est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{man}}{10}$

L=410-25=385cm

AN : $\frac{385}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{385}{10}$ $\Rightarrow$ 25.66 cm ≤ h_{pc} ≤ 38.5cm

On prend h_{pc} = 30 cm

La largeur est donnée par la formule suivante : $\mathbf{0.4\,h \leq b_{pc} \leq 0.7h}$

AN : $0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{ cm} \leq b_{ps} \leq 21$cm

On prend b_{pc}=20cm

La largeur est donnée par la formule suivante : $\mathbf{0.4\,h \leq b_{pc} \leq 0.7h}$

AN : $0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{ cm} \leq b_{ps} \leq 21$cm

On prend b_{pc}= 20cm

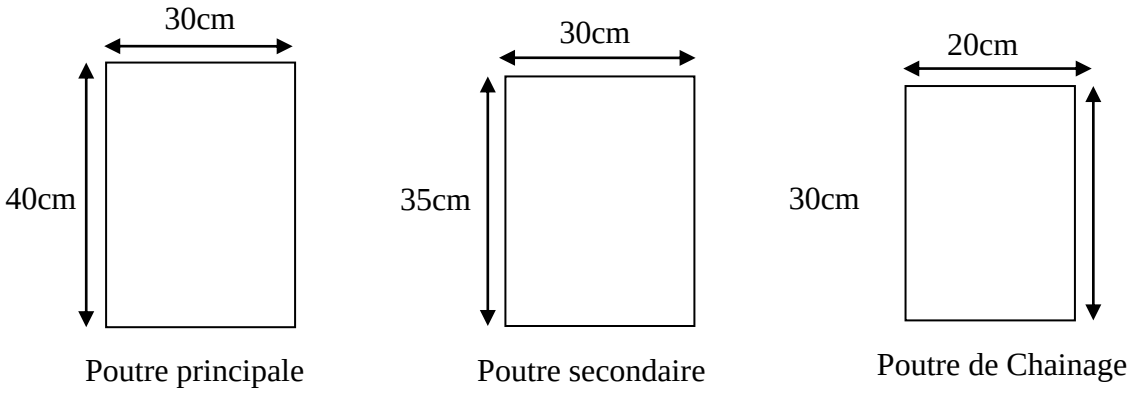


Figure. II.2 : Dimensionnement des poutres.

Vérification :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chaînage	vérification
h≥30 cm	40	35	30	vérifiée
b≥20 cm	30	30	20	vérifiée
h/b≤4	1.33	1.16	1.5	vérifiée

Tableau II-1 : Vérification des résultats

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ poutres principales : (30X40) cm^2

→ poutres secondaires : (30X35) cm^2

→ poutre de chainage : (20X30) cm^2

d. Les Voiles :pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulées sur place, ils sont destinés d'une part a reprendre une partie des charges verticales et d'autre part a assurer la stabilités de l'ouvrage sous l'effet des chargement horizontaux.

D'après le **RPA 99 VERSION 2003,** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

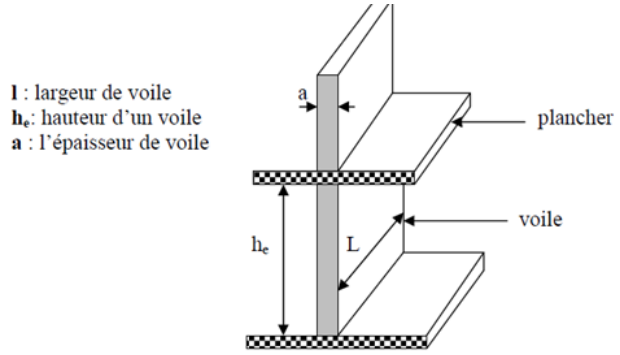


Figure II.3 :coupe de voile en élévation.

l'épaisseur du voile (ep) : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

Dans notre structure on utilisant ça forme des voiles ;

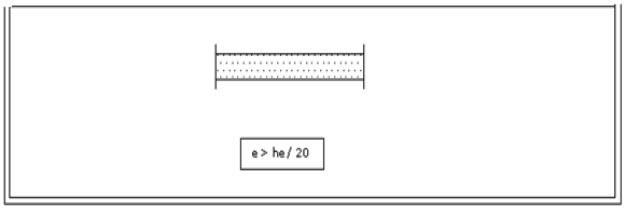


Figure II.4 : coupe de voile en plan

→ **on prend donc** : e ≥ he/20

• **Pour sous-sol**:

383-20 = 363cm ⟹ e ≥363/ 20 = 18**.**15 cm

• **Pour Le RDC et l'étage courant (1ér-6éme):**

306-20 =286cm ⟹ e ≥ 286/ 20 =14.3 cm

. e ≥ max (emin **;** es.s **;** eRDC-6émé etg)

- e ≥ (15 **;** 18.15 **;** 14.13)
- e ≥ 18.15 cm

On adoptera comme épaisseur des voile : **e = 20cm**.

❖ Vérification des RPA99 version 2003 :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur **L** doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1)RPA99 version 2003.**

L **≥** 4e → L ≥ 4(20) 100cm≥80cm……condition vérifiée.

e. <u>Les pouteaux :</u> Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armée desection (carré, rectangulaire, circulaire, polygonale ….).

Les poteaux se composent d'armatures longitudinale (verticale) et transversale (horizontale) ; ils travaillent en flexion composée, (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations

Les poteaux sont pré-dimensionnés à ELS ; en compression simple avec un effort normal de compression **Ns = Q + G**

- Ns : effort normal
- G : charge permanente
- Q : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

On suppose que le beton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

$$S \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{bc}}$$ (Art 7.4.3.1 RPA 99)

- S : La section du poteau
- ϭ bc : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

<u>Avec</u> : ϭbc = 0.6 X fc28 = 0.6 X 25 = 15 Mpa

Selon l'article (B.8.4.1) de CBA 93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau Rectangulaire de la zone $\mathbf{II_A}$, on :

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \textbf{En zone I et II}_\textbf{A} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \end{cases}$$

Avec : (b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

- Nous prendrons une section minimale de **(25x25) cm^2** exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau **en zone IIa**.
- groupe d'usage 2, car la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

II.3. détermination des charges et surcharges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons utiliser le DTR B.C.22.

II.3.1. Charges permanentes:

On a : $G = \rho \times e$

Avec : $\begin{cases} \rho : \text{le poids volumique} \\ e : \text{épaisseur de l'élément} \end{cases}$

a. Le plancher : La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales

- **Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible) :**

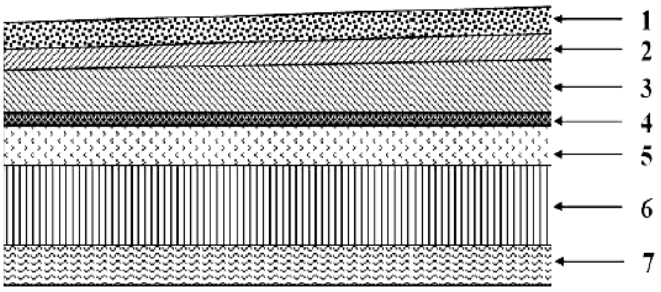


Figure II. 5: Coupe du plancher terrasse inaccessible .

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
01	Couche de gravier	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
03	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
04	Feuille de polyrâne	/	/	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 5.46

Tableau II.2: valeur de la charge permanente du plancher terrasse.

❖ plancher étage courant :

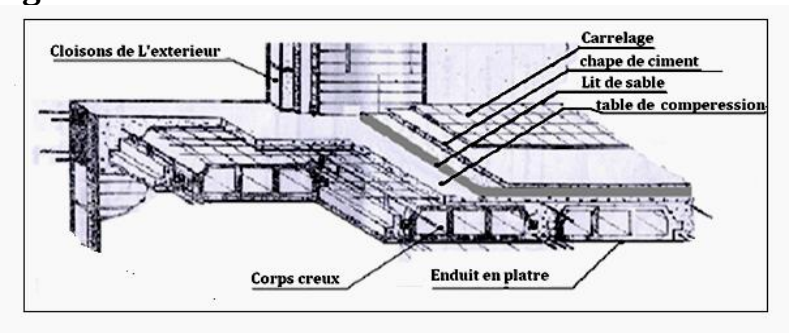


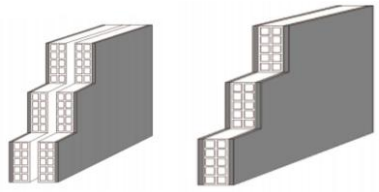
Figure II.6 : composition du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Couche de sable	3	18	0.54
04	Dalle en corps creux	16+4	14	2.8
05	Enduit de pâtre	2	10	0.2
06	Cloison de séparation interne	10	9	0.9
				G = 5.16

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant.

b. <u>Les murs :</u>

- **Pré dimensionnement :** **Murs extérieurs** : (10cm+5+10cm) **Murs intérieurs :** (10cm)



➢ Murs extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
01	Mortier de ciment	2	18	0.36
02	Briques creuses	10	9	0.9
03	Lame d'aire	5	/	/
04	Briques creuses	10	9	0.9
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				G = 2.36

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

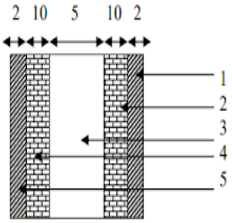


Figure II.7 : coupe verticale du mur extérieure.

➢ Murs intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
01	Enduit de plâtre	2	10	0.2
02	Briques creuses	10	9	0.9
03	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				G = 1.30

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente du mur intérieur.

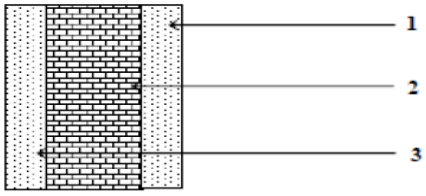


Figure II.8 : coupe verticale du mur intérieur.

c. Les Voiles :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
01	Voile en béton armé	20	25	5
02	Enduit de ciment	2	10	0.2
03	Enduit de plâtre	3	18	0.54
				G = 5.74

Tableau II.6 : valeur des charges permanente du voile.

II.3.2. Les surcharges :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les Surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

N°	Eléments	Surcharge KN/m²
01	Plancher terrasse en toiture	1
02	Plancher étage courant (habitation)	1.5
03	Plancher sous sol	3.5

Tableau II.7 : : Les surcharges pour les différents étages

II.4 Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

II.4.1. charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Localisation du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est représenté sur la figure suivante :

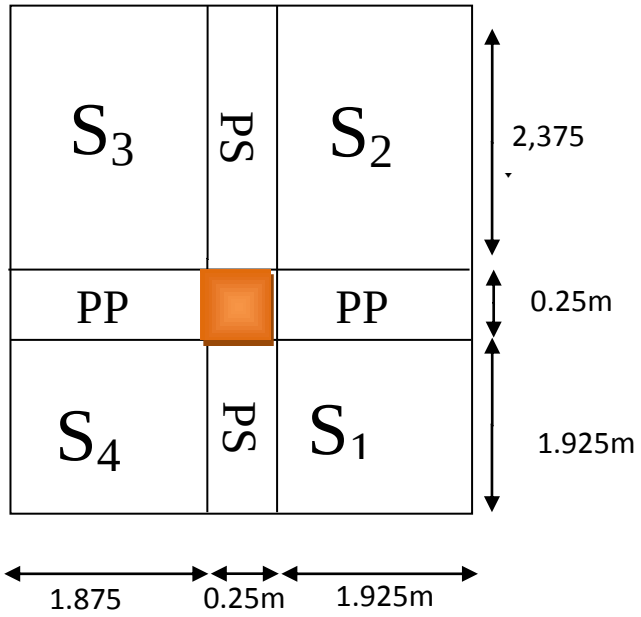


Figure II.9 : localisation du poteau le plus sollicité.

a. Surface d'influence :

S1 = 1.925 x 1.925 = 3.705 m²
S2 = 1.925 x 2.375 = 4.572 m²
S3 = 1.875 x 2.375 = 4.453 m²
S4 = 1.875x 1.925 = 3.609 m²

- **Section nette :**

S_{Nette} =S1 + S2 +S3 + S4

S_{Nette} = 16.34 m²

- **Section brute :**

S_b = 4.05x 4.55=**18.427 m²**

b. Poids propres des éléments :

➢ Les plancher :

Plancher terrasse inaccessible : $P_{pt} = G_{pt} \times S_{nette\ TOI}$ =5.46 x 16.34 = 89.216 KN

Plancher étage Plancher courant : Ppéc = Gpéc x Snette = 5.16 x 16.34 = 84.31 KN.

➢ Les poutres :

Poutres principales : P_{pp} = 0,40 x 0,25 x (2.375+0.25+1.925) x 25 = 11.375 KN.

Poutres secondaires : P_{ps} = 0,35x 0,25 x (1.875+0.25+1.925) x 25 = 8.86 KN.

Poids Propres des poutres = $P_{pp} + P_{ps}$ = 11.375 +8.86= 20.235 KN.

➢ Les poteaux :

Gpte= e × ρ = hp×bp×he× ρ **b**

Poteau de l'entre sol : $P_{pot\text{-}s\ sol}$ = (0.25 x 0.25 x 3.83) x 25 = 5.98 KN.

Poteau du RDC vers 5^{éme} etage : P = (0.25 x 0.25x 3.06) x 25 =4.781KN.

c. Surcharge d'exploitation :

- **Terrasse :** Q x S = 1.00 x 18.427=18.427 KN
- **Plancher étage courant (habitation) :** Q x S = 1.5 x 18.427 =27.64 KN
- Plancher sous sol: Qss= Qc xSb = 3.5x18.427=64.49 KN

❖ Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la décente de charge, il est nécessaire d'établir un

Principe de structure niveau par niveau, des plancher, des balcons, des poteaux, des poutres…

Ect. Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : type de plancher,

Revêtement de sol (épaisseur, nature), cloisons, type et épaisseur de murs (brique, parpaing

Béton).Ce sont les charges permanente (en daN/m ou daN/m²) Puits, on définie le type d'utilisation des pièces (logement, circulation, bureaux…) pour choisir les surcharge d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²).

Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autre Object. On

Peut y conclure des cloisons qui peuvent être enlevé ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégraissions de surcharge d'exploitation.

Cette dernière s'applique au bâtiment à grand nombre d'étage ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendante.

d. Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-

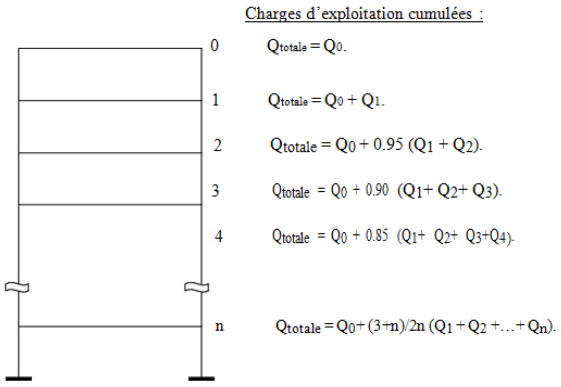
2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (DTR BC 2-2/6-1)

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$QT = Q0 + \frac{3+n}{2n} \times Qi\ (Q1+ Q2+ Q3+……..+ Qn)$

Pour n ≥ 5.

- **Q_0** : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- **Qi** : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- **n:** numéro de l'étage du haut vers le bas.
- **Qn** : surcharge d'exploitation à l'étage ≪ n ≫ en tenant compte de la dégression des surcharges.



✓ **Coefficient de dégression de charge ;**

NIV	TRS	6	5	4	3	2	1	RDC	S.SOL
Coef	**1**	**1**	**0.95**	**0.90**	**0.85**	**0.80**	**0.75**	**0.714**	**0.687**

Tableau II.8 : Coefficient de dégression de charge.

e. Surcharge cumulée :

Sous TRS :$Q_{terrasse}= Q_0$ =18.427KN

6eme Etage $Q_7= Q_0+Q_1$ = 18.427+ (27.64) = 43.82 KN

5eme Etage $Q_6= Q_0+0.95 (Q_1+Q_{2)}$ = 18.427+ 0.95 (2×27.64) = 67.47 KN

4eme Etage $Q_5= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_{3)}$ = 18.427+ 0.90 (3×27.64) = 88.23 KN

3eme Etage $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_{4)}$ = 18.427+ 0.85 (4×27.64) = 121.81 KN

2eme Etage $Q_3= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5)$ = 18.427+ 0.80 (5×27.64) = 115.68 KN

1er etage : $Q_2= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+ Q_6)$ = 18.427 + 0.75 (6×27.64) = 142.41 KN

Niv RDC : $Q_1= Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+Q_6+Q_7)$ = 18.427+ 0.714 (7×27.64) = 180.21KN

Sous-soll= Q0+ 0.687 (Q1+ Q2……+Q7) =18.427+0.687 (7×27.64+64.49) =195.65 KN

NIVEAU	Charge permanente (G)					Charge d'exploitation (Q)		Effort Normaux (KN)	Section des potaux (cm^2)	
	Poids			G	Gcum	Q	Qcum	$N=G_c+Q_c$	S trouvée	S adoptées
	Planchers (KN)	Poutres (KN)	Poteaux (KN)							
terrasse	89.216	20.235	00	109.451	109.451	18.427	18.427	127.878	85.252	35×35
6	84.31	20.235	4.781	109.326	218.776	27.64	43.82	262.596	176.562	35×35
5	84.31	20.235	4.781	109.326	328.103	27.64	67.47	395.573	263.715	35×35
4	84.31	20.235	4.781	109.326	437.429	27.64	88.23	525.659	350.439	35×35
3	84.31	20.235	4.781	109.326	546.755	27.64	121.81	668.565	445.71	40×40
2	84.31	20.235	4.781	109.326	656.081	27.64	115.68	771.761	514.507	40×40
1ér	84.31	20.235	4.781	109.326	765.407	27.64	142.41	907.817	605.211	40×40
RDC	84.31	20.235	4.781	109.326	874.733	27.64	180.21	1054.94	703.295	45×45
S.Sol	84.31	20.235	5.98	110.525	985.258	64.49	195.65	1180.908	787.272	45×45

Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge.

II.4.2. vérification :

1. **Vérification relative aux exigences du RPA** : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa. doivent satisfaire les conditions suivantes :.

Etage	Poteaux	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
4,5,6éme étage.	35×35	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=35cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20= 306/20=15.3cm≤35cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée
1er ,2,3émé étage.	40×40	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=40cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20= 306/20=15.3cm≤40cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée
RDC	45×45	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20= 306/20=15.3cm≤45cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée
sous sol	45×45	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20=383/20=19.15cm≤45cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h=1cm	Condition vérifiée

Tableau II.10: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 modifier 2003(Art 7.4.1).

2. Vérifications au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait pas le flambement il faut que l'élancement λ soit ≤ 5 avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ (BAEL91 modifier 99 B8.4.1)

- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7\ l_0$)
- L_0 : portée réel du poteau
- i : rayon de giration **(i=$\sqrt{\frac{I}{S}}$)**
- S : section du poteau
- I : moment d'inertie du poteau**(I =$\sqrt{\frac{bh^3}{12}}$)**

$\mathbf{i=\sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Longrightarrow \lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7 I_0 \sqrt{12}}{h}}$

Pour l_0 =3.06-0.25 = 2.81 et h= 0.35; b = 0.35 $\Longrightarrow$ λ = 19.47<50 (Condition vérifiée)

Pour l_0 = 3.06-0.25 = 2.81 et h= 0.4 ; b = 0.40$\Longrightarrow$ λ = 17.03< 50 (Condition vérifiée)

Pour l_0 = 3.83- 0.25 =3.58 et h=0.45 ; b=0.45$\Longrightarrow$ λ = 19.29< 50 (Condition vérifiée)

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée

II.5. Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Pré-dimensionnement	h_t
Planchers en corps creux	20 cm (16+4)
voiles	20 cm

Tableau II.11: Pré-dimensionnement des voiles.

Poutres	Section adoptée (cm^2)
principales	30 × 40
Secondaires	30× 35
chainage	20×30

Tableau II.12: Pré-dimensionnement des poutres.

Etage	Section adoptée (cm^2)
Entre Sol_ RDC	45×45
1^{eme}-3^{eme} étage	40×40
4^{eme}-terrasse	35×35

Tableau II.13: Pré-dimensionnement des poteaux.

Chapitre III :

Calcul des éléments .

III.1. Plancher :

III.1.1. Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

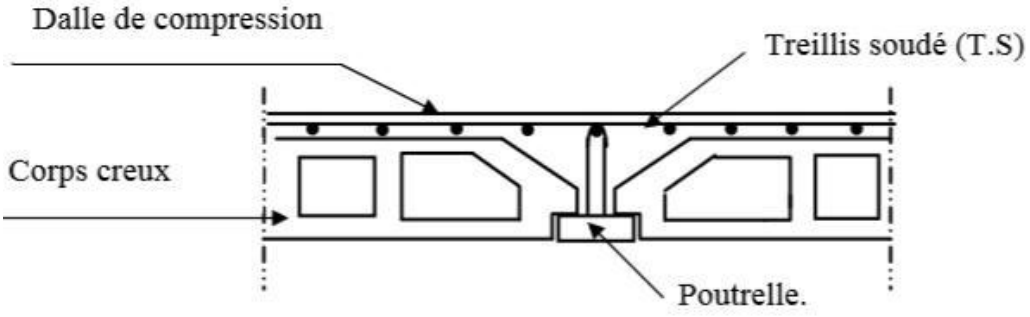


Figure III .1.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

III.1.2. Détermination des dimensions de la section en Té :

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure à partir de son parement est limité par les plus restrictive des conditions ci-après :

$$\mathbf{b1 = min\left(\frac{l}{2}, \frac{l_1}{10}, 8\ h_0\right)}$$

• L1 : longueur libre entre nus d'appuis (420cm).
• L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (L= 65 -12 = 53 cm)
• h0: Épaisseur de la dalle de compression (4cm)
• b1 : La largeur de l'hourdis tel que : b1 = Min (46,5 ; 26.5 ; 32)=26.5cm.
• b0 : Largeur de la poutrelle (12cm). (largeur de la nervure)
• b : Largeur de la table de compression avec :

$b = 2b_1 + b_0 = (2x26.5) + 12 = 65cm$

h = 16+4 = 20 cm (hauteur de la section)

C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

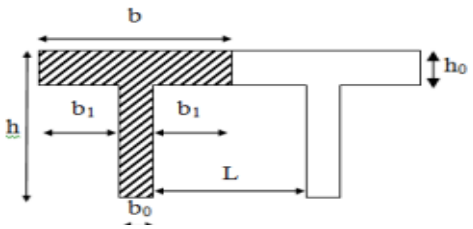


Figure III.1. 2 : Coupe transversale de la Poutrelle

III.1.3. Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423) :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :** $A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} = \frac{4\times65}{520} = 0.5$ cm

Soit : $A_{\perp} = 4T_5 = 0.78 cm^2/ml$, $e_s = 20$ cm

l : distance entre axe des poutrelles (50cm < l < 80 cm).

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :** $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 cm^2$

Soit : $A_{//} = 4T_5 = 0.78 cm^2/ml$ avec un espacement $e_s = 20$ cm

Conclusion : Pour le ferraillage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille (200×200) mm^2 ; Avec : $4T_5$/ ml.

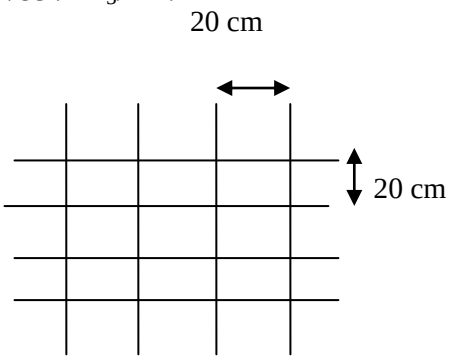


Figure III.1.3 : ferraillage de la dalle de compression.

III.1.4. Calcul des poutrelles :

Elles sont de section en Té, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément reparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

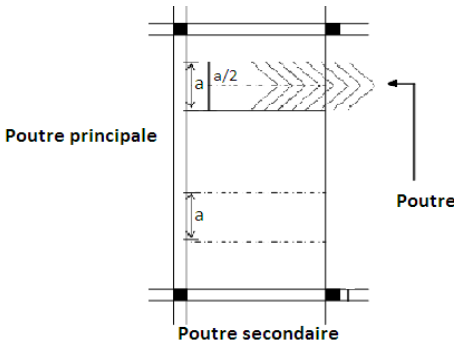


Figure III.1. 4: La disposition des poutrelles

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : G_1= (0.04 × 0.12) × 25 = 0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : G_2 = 0.95 × 0.65 = 0.62 KN/ml
- Surcharge de l'ouvrier : Q = 1 KN/ml
- La charge permanente : G=0.12+062= 0.74 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q= 1 KN/ml

1. <u>Ferraillage à L'ELU :</u> Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable (L=5 m).

2. <u>Combinaison de charge :</u>

qu= *1.35*G+*1.5*Q= *1.35* × *0.74* + *1.5* × *1.00* = *2.5*KN⁄ml

qu= *2.5*KN⁄ml

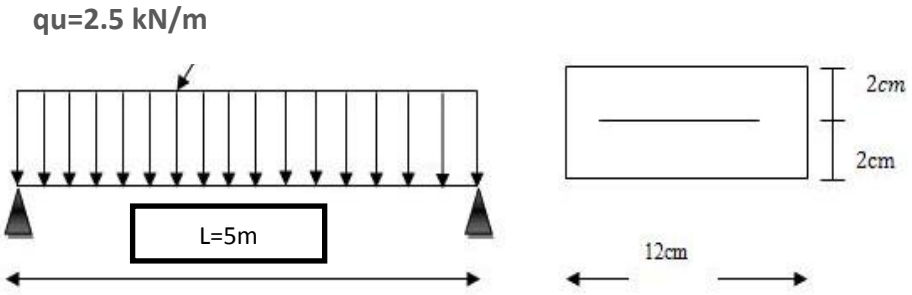


Figure III.1. 5 : schéma statique de la poutrelle.

- ✓ **moments max en travée :** Mu= $\frac{qu\times l^2}{8} = \frac{2.5\times5^2}{8} = 7.81\ KN.ml$
- ✓ **Effort tranchant max :** Vu= $\frac{qu\times l}{2} == \frac{2.5\times5}{2} = 6.25$ KN

3.<u>Calcul des armatures :</u>

Hauteur utile : d=h-c= 4–2 =2 cm**.**

c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.81\times10^2}{12\times2^2\times1.42} = 11.46$ $\qquad$ $f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85\times25}{1\times1.5} = 14.2$ MPa

$\mu = 11.46 > \mu_{id} = 0.392$ $\qquad \rightarrow$ **Section doublement armée (SDA).**

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en **Té** reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

• Charges et surcharges :

- poids propre de la terrasse inaccessible : G = 5.46 x 0.65 = 3.549 KN / ml.
- surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible : Q = 1 x 0.65 = 0.65 KN/ml.

- poids propre du plancher de l'étage courant er RDC (habitation) : G = 5.16 x 0.65 = 3.354 KN / ml.
- surcharge d'exploitation d'étage courant: Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml.

- poids propre du plancher Sous-Sol: G = 5.16 x 0.65 = 3.354 KN / ml.

- surcharge d'exploitation du Sous-Sol: Q = 3.5 x 0.65 = 2.275 KN/ml

❖ **Les combinaisons des charges de l'étage courant et RDC (habitation) :**

- **ELU** : q_u= 1.35 G + 1.5 Q = 1.35× 3.354+1.5 ×0.975 = **5.990** KN/ml
- **ELS** : q_s = G + Q = 3.354+ 0.975 = **4.329** KN/ml

❖ **Combinaisons des charges du Sous-Sol :**

- **ELU** : q_u= 1.35 G + 1.5 Q = 1.35× 3.354 +1.5 × 2.275 = **7.940** KN/ml
- **ELS** : q_s = G + Q = 3.354 + 2.275 =**5.629** KN/ml

Remarque :

- Pour nos calculs on prend le plancher qui présente le cas le plus défavorable.
→ pour notre structure c'est le Plancher **du Sous- sol :**

- G=(3.354 KN)/ml
- Q=2.275KN/ml

Etude de plancher du Sous- Sol :

III.1.5. Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode de la RDM (trois moments).

III.1.5.1 Méthode forfaitaire :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

a. Domaine d'application :

la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou **5 KN/m** , c'est à dire :

- Q ≤ max [$2G$;$5KN/ml$] = max [(2×3.354) KN/ml;5 KN/ml]
- Q≤ max [6.708 KN/ml; $5KN/ml$]
- Q = 2.275 KN/ml <6.708 KN/ml → **Condition vérifiée**

b. le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

→Condition vérifiée

c. **Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25**

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

- $\frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{4.1} = 0.975$ → (condition vérifiée).
- $\frac{l_2}{l_3} = \frac{4.1}{3.2} = 1.28$ → (condition non vérifiée).
- $\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.2}{4.1} = 0.78$ → (condition non vérifiée).
- $\frac{l_3}{l_4} = \frac{4.1}{4} = 1.025$ → (condition vérifiée).

d. **La fissuration est considérée comme non préjudiciable → C.V**

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable**,** ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

III.1.5.2 Méthode des trois moments :

a. Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

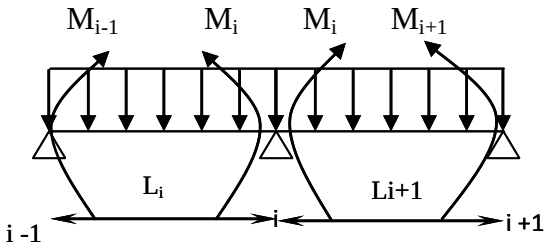


Figure. III.1.6 : diagramme des moments fléchissant

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

✓ Aux appuis :

- $M_{i-1}\times l_i + 2.M_i\,(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1}\times l_{i+1} = -6EI(w_i^d + w_i^g)$
- $M_{i-1}\times l_i + 2.M_i\,(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1}\times l_{i+1} = -q$

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

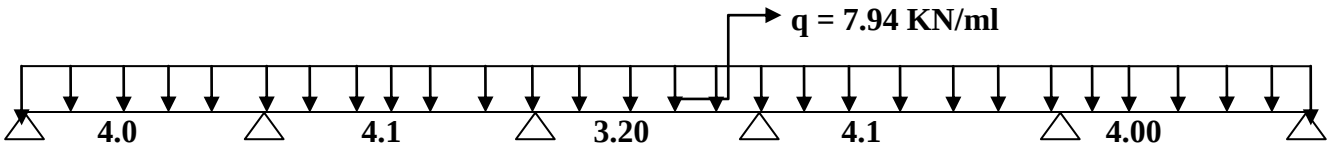
L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

✓ En travée :

- $M_{(X)}$: Moment à l'abscisse X de travée (i+1) : $M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i\left(1 - \frac{x}{Li}\right) + M\,i + 1.\frac{x}{l}$
- $\mu_{(X)}$: Moment de réduction isostatique.
- $M_{(X)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(X)} = 0$ c à d $\begin{cases} \mu_{(X)} = q.\frac{li}{2}X - q\frac{X^2}{2} \\ X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{q.L_{i+1}} \end{cases}$
- T(x) : Effort tranchant : $T(x) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_i}{2} - q.X + (\frac{M_{i+1}-M_i}{li})$

$\begin{cases} \text{Pour X=i} & T(i) = \frac{q.li}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{li}. \\ \text{Pour X= i+1} & T(i+1) = \frac{-q.li}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{li} \end{cases}$

Poutrelles à 5 travées à 6 appuis :



b. Calcul des moments aux appuis :

Pour le cas de trois appuis :

L'appui 1 : $\mathbf{8M_1+4M_2= -127.04}$ **(1)**

L'appui 2: $\mathbf{4M_1+16.2M_2+4.1M_3 = -263.85}$ **(2)**

L'appui 3 : $\mathbf{4.1M_2+14M_3+3.2M_4 = - 201.85}$ **(3)**

L'appui 4 : $\mathbf{3.2M_3+14\ M_4+4.1M_5 = - \ 201.85}$ **(4)**

L'appui 5 : $\mathbf{4.1M_4+16.2M_5+4M_6 = -263.85}$ **(5)**

L'appui 6 : $\mathbf{4M_5+8M_6 = -127.04}$ **(6)**

Remarque: Comme le système est symétrique, alors : $M_1=M_6$, $M_2=M_5$, $M_3=M_4$

$$\begin{pmatrix} 8 & 4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 16.2 & 4.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.1 & 14 & 3.2 & .0 & 0 \\ 0 & 0 & 3{,}2 & 14 & 4.1 & 0 \\ & 0 & 0 & 4.1 & 16.2 & .4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & .8 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -127.04 \\ -263.85 \\ -201.85 \\ -201.85 \\ -263.85 \\ -127.04 \end{Bmatrix}$$

c. La résolution de cette matrice se fait avec MATLAB :

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

M_1 = -10.1242 KN.m M_2 = - 11.5116 KN.m M_3 = -8.9914 KN.m

M_4 = -8.9914 KN.m M_5 = -11.5116 KN.m M_6 =-10.1242 KN.m

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées

On aura les résultats suivants :

M_1 = -6.749 KN.m M_2 = -7.674 KN.m M_3 = - 5.994 KN.m

M_4 = -5.994 KN.m M_5 = - 7 .674 KN.m M_6 = - 6.749 KN.m

e. Moment En travée : $M_{(X)} = \mu_{(X)}$

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donnée par la relation suivante :

$M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i\left(1 - \frac{x}{li}\right) + Mi + 1\frac{x}{li}$ $M_{(X)}$: Moment à l'abscisse X de travée (i+1).

$\mu_{(X)} = q.\frac{li}{2}X - q\frac{X^2}{2} = q\ \frac{x}{2}\ (L - X)$ $\mu_{(X)}$: Moment de réduction isostatique.

$M_{(X)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(X)} = 0$ c à d :$X = \frac{Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_i}$

travée	Li(m)	Li/2 (m)	M_i(KN.m)	M_{i+1}(KN.m)	Mi+1- Mi (KNm)	q_s(KN/m)	qu *Li (KN)	X(m)	μ(x)	M_t(x) (KN. m)
1-2	4	2	-6.749	-7.674	-0.925	7.94	31.76	1.97	15.876	8. 67
2-3	4.1	2.05	--7.674	-5.994	1.68	7.94	32.554	2.10	16.674	9.862
3-4	3.2	1.6	-5.994	-5.994	0	7.94	25.408	1.6	10.163	4.169
4-5	4.1	2.05	-5.994	-7.674	-1.68	7.94	32.554	1.998	16.674	9.862
5-6	4	2	-7.674	-6.749	0.925	7.94	31.76	2.029	15.876	8.67

Tableau. III .1.1 : moment en travée.

Ensuite par symétrie on déduit que :

$M_{t\,1\text{-}2}=M_{t5.6}=8.67$ KN.m ; $M_{t\,2\text{-}3}=M_{t\,4\text{-}5}=9.862$ KN.m

$M_{t3\text{-}4}= 4.169$ KN.

f. Calcul des efforts tranchant : $V(x)= -qx+q\frac{li+1}{2}+(\frac{Mi+1-Mi}{li+1})$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travées	L(m)	qu (KN/m)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	V(x)KN	
					X=0	X=L
1-2	4	7.94	-6.749	-7.674	15.649	-16.11
2-3	4.1	7.94	--7.674	-5.994	16.687	-15.867
3-4	3.2	7.94	-5.994	-5.994	12.704	-12.704
4-5	4.1	7.94	-5.994	-7.674	16.987	-16.987
5-6	4	7.94	-7.674	-6.749	15.649	-15.649

Tableau III .1.2: Calcul des efforts tranchants.

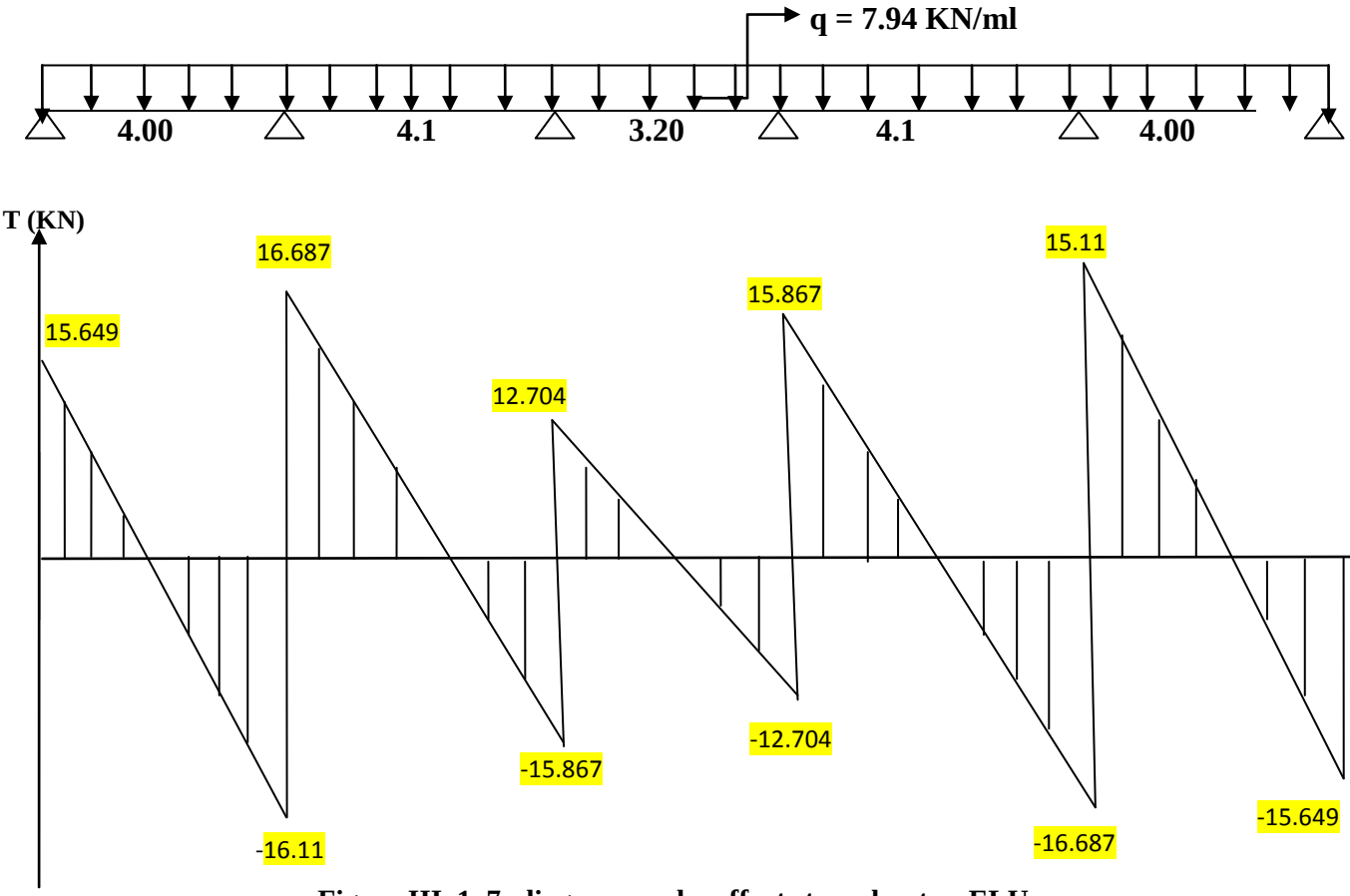


Figure III .1. 7: diagramme des efforts tranchants a ELU.

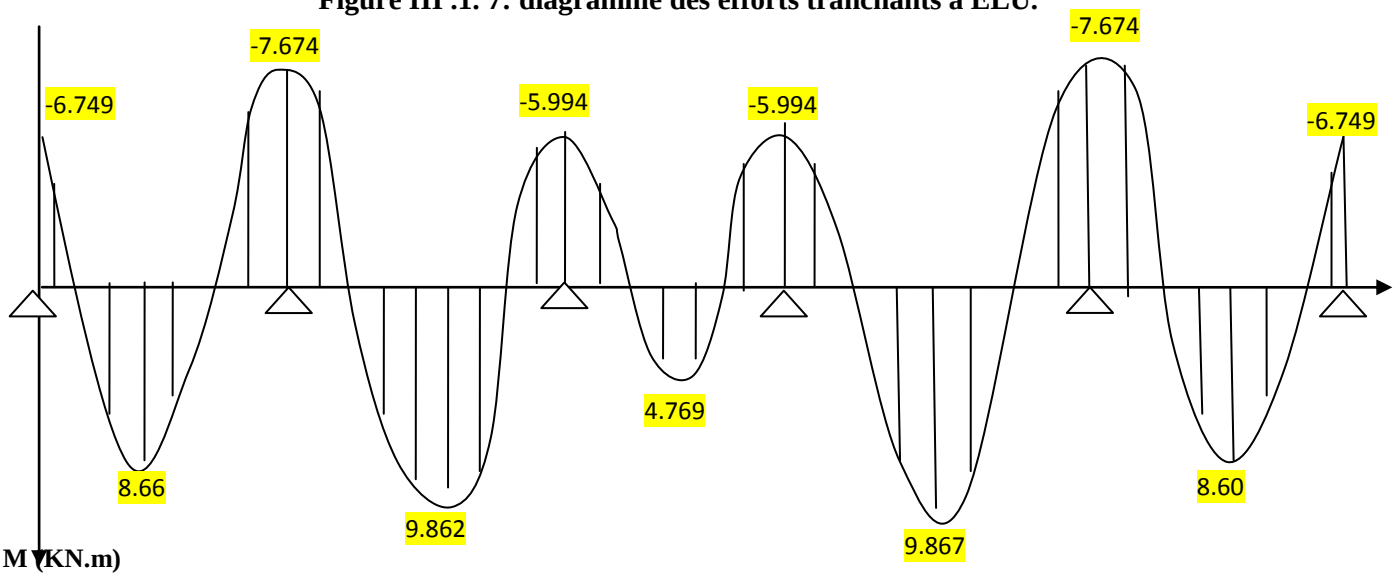


Figure III .1.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

III.1.5.3 Calcule des armatures à l'ELU :

a. Calcule des armatures longitudinales :

Le ferraillage va se faire avec les moments à l'ELU. Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- b1 =26.5cm (La largeur de l'hourdis).
- b = 65cm (largeur de la table de compression).
- b0 = 12cm (largeur de la nervure).
- h = 20cm (hauteur total de plancher).
- h0 = 4cm (épaisseur de la table de compression).
- c = 2cm (enrobage des armatures inférieures).
- d =h-c= 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibrela plus comprimée).

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

$$\left\{\begin{array}{l}\text{- En travées : Mt = 9.862 KN.m}\\ \text{- Sur appuis : Ma= 7.674 KN.m}\end{array}\right\}$$

✓ **En travées :** M_{tmax} = 9.862 KNm (Le moment maximal en travée)

Positon de l'axe neutre :

- Si : Mt> M0 : (l'axe neutre est dans la nervure).
- Si : Mt< M0 : (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule.

$M_0 = b.h_0.f_{bu}(d- \frac{h0}{2})$

$M_0 = 0.65\times0.04\times14.2\times10^3 (0.18- \frac{0.04}{2}) = 59.07$ KN.m

$M_f = 9.862 < M0 = 41.53$

→ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\, fbu} = \frac{9.862}{0.65\ (0.18)^2\ 14.2\ 10^3} = 0.0329$$

$\mu = 0.0329<0.392$ → SSA → (Asc = 0).

$\mu = 0.0329 \rightarrow \beta = 0.984$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$Ast = \frac{Mt}{\beta\ d\ fsu} = \frac{9.862x10^2}{0.984x18x348x10^{-1}} = 1.60\ cm^2$$

Nous adopterons : At= 3HA12= 3.39cm^2

✓ **Aux appuis ;** Ma_{max} = - 7.674KN.m (Le moment maximal aux appuis)

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b_0 x h) = (12x20) cm².

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

$$\mu = \frac{Mamax}{bd^2fbu} = \frac{7.674x10^2}{12x18^2x14.2x10^{-1}} = 0.139$$

$\mu = 0.138 < 0.392 \rightarrow$SSA $\rightarrow$ Asc = 0cm²

$\mu = 0.138 \rightarrow \beta = 0.925$

-Les armatures nécessaires de traction :

$$Ast = \frac{Mmax}{ßd'fsu} = \frac{7.674\ x10^2}{0.925x18x\ 348x\ 10^{-1}} = 1.324\ cm$$

Nous adopterons : : Aa = 2HA12 = 2.26 cm²

III.1.5.4 Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification à la condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$Amin = 0.23\ b\ d\ \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23x65x18x\frac{2.1}{400} = 1.41\ cm^2$$

$A_t = 3.39\ cm^2 > Amin = 1.41\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Aux appuis :**

$$Amin = 0.23\ b\ d\ \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23x12x18x\frac{2.1}{400} = 0.26\ cm^2$$

$A_a = 2.26\ cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1) :**

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante : $\tau u = \frac{Tu}{b_o d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : Tu max = 16.687KN

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\begin{cases} \tau_u = \min\ 0.2\frac{fc28}{\gamma B}\ ;\ 5Mpa = 3.33\ MPa \\ \tau u = \frac{Tu}{b_o d} = \frac{16.687x10^3}{120x180} = 0.772\ MPa \\ \tau u = 0.772\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \Rightarrow \textbf{C .V} \end{cases}$$

- **. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$\bar{\tau}se = \Psi ft28 = 3.15$ MPa ; Avec :$\Psi = 1.5$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau se = \frac{Tmax}{0.9\ d\ \Sigma Ui} = \frac{16.687\times10^3}{0.9\times180\times113.04} = 0.911 \text{ MPa}$$

Avec : ΣUi : Somme des périmètres utiles des barres

ΣUi = n. π.φ = 3x 3.14 x 12 = 113.04 mm

$\tau se = 0.911\text{MPa} < \bar{\tau}se = 3.15$ MPa **⇒ Condition vérifiée**

(Pas de risque d'entrainement des barres)

- **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$LS = \frac{\Phi.fe}{4\tau s}$ Avec : $\tau s = 0.6 \times \Psi^2 \times ft28 = 0.6\times1.5^2\times2.1 = 2.835$ MPa

$$LS = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.328 \text{ cm} \rightarrow \text{On adoptera: Ls= 45cm}$$

Forfaitairement :

LS = 40Φ = = 40×1 = 40cm

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : La = 0.4LS

La = 0 .4×40= 16 cm ⇒ La = 16 cm.

Les règles de BAEL 91 n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A **:**

Lc=0.4x45=18cm → Lc = 20cm.

Calcule des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

Øt ≤ min (b0/10 ; h/35 ; ϕ) = min (12/10 ; 20/35 ; 1.2) = min (1.2 ; 0.571 ; 1.2)= 0.571cm

$Ø_l^{max}$ **:** Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø6 avec **At = 2HA6 = 0.56**

- **L'espacement entre cadre (Art A.5.3/BAEL 91) :**

St ≤ min (0.9d ; 40cm)= min (0.9x18 ; 40)=min (16.2 ; 40)

St ≤ 16.2 ➜ Soit un espacement St = 1 5 cm

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition Suivante :

(At×fe) / (b0×St) ≥ 0.4MPa➜ (0.56×235) / (12×15) = 0.731 > 0.4Mpa ⇒ **C.v**

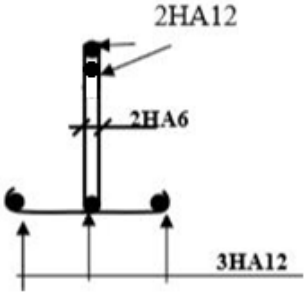


Figure III .1.9 : plan ferraillage de la poutrelle

III.1.5.5 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation.

a. Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS

Telle que : $\frac{qs}{qu} = \frac{5.629}{7.94} = 0.709$

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci- dessous :

Poutrelles à cinq travées :

❖ Les moments corrigés aux appuis (ELS) :

M_1 = -4.785 KNm M_4 = - 4.249 KNm
M_2 = - 5.44 KNm M_5 = - 5.44 KNm
M_3 = - 4.249 KNm M_6 = -4.785 KNm

❖ Les moments corrigés en travées(ELS) :

$M_{(1-2)}$ = 6.147 KNm $M_{(4-5)}$ = 6.992 KNm
$M_{(2-3)}$ = 6.992 KNm $M_{(5-6)}$ =6.147 KNm
$M_{(3-4)}$ = 2.955 KNm

b. Calcul des efforts tranchant(ELS) :

N°Travée	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
1-2	11.09	-11.421
2-3	11.83	-11.249
3-4	9.007	-9.007
4-5	12.04	-12.04
5-6	11.09	-11.09

Tableau III .1.3 : Calcul des efforts tranchants.

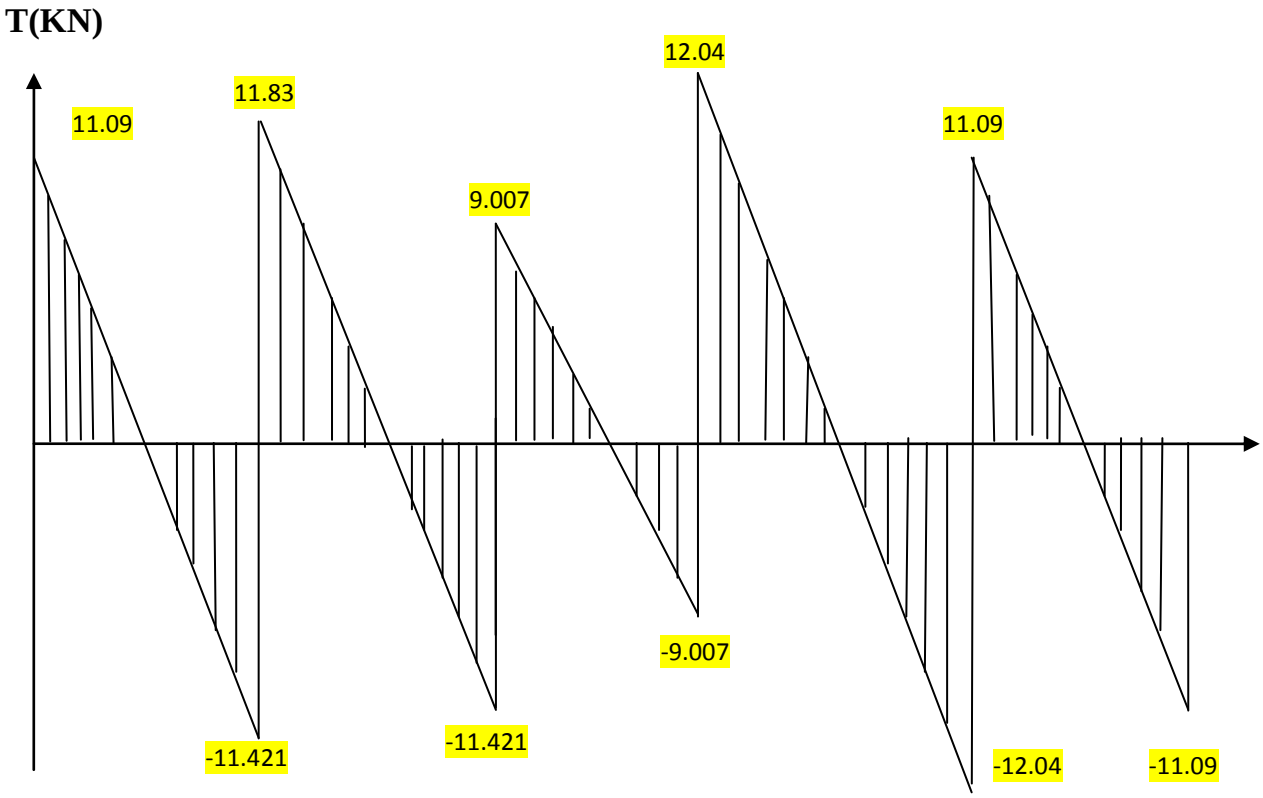


Fig III .1.10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

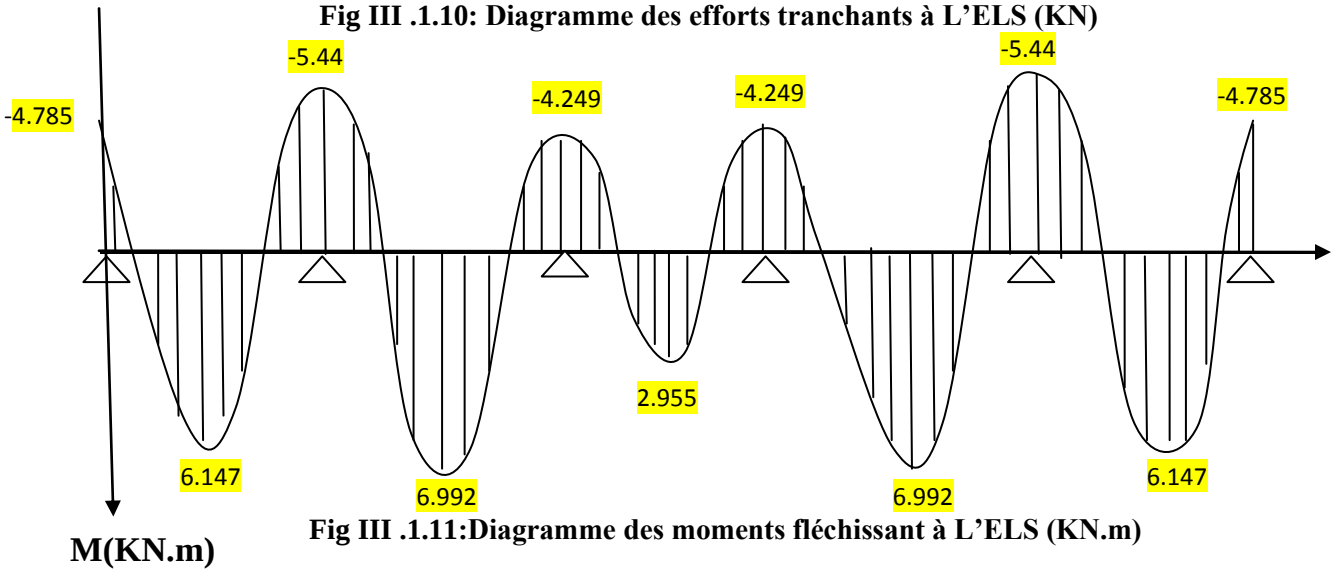


Fig III .1.11:Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m)

Moments fléchissant max: En travée : Mt_{max} = 6.992 KNm
Aux appuis : Ma_{max} = 5.44 KNm

Efforts tranchants max : Tmax = 12.04 KN

Vérification :

a) État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état
limite d'ouverture des fissures (Aucune vérification n'est à effectuer).

b) État limite de résistance de béton en compression :

Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Dans le béton : On doit vérifier : $\sigma bc < \bar{\sigma}\boldsymbol{bc}$ =15MPa.
- Dans l'acier : On doit vérifier : $\sigma s < \bar{\sigma}s$= 348MPa.

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est Ast = 3 ϕ12 = 3.39cm^2
La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est Asa= 2ϕ12 = 2.26cm^2

	$\rho_1 = \frac{100As}{b0xd}$	β1	K1	$\sigma s = \frac{Mamax}{\beta 1 d\ Aa}$	$\bar{\sigma}s$	$\sigma bc = \frac{\sigma s}{K}$	$\bar{\sigma}\boldsymbol{bc}$	Vérification
En Travée	**1.569**	**0.837**	**15.67**	**86.11**	**347.8**	**5.50**	**15**	**Vérifie**
Aux appuis	**1.046**	**0.859**	**20.21**	**124.17**	**347.8**	**6.14**	**15**	**Vérifie**

Tableau III .1.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

→ Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c. État limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mst}{10M0}$
- $\frac{Ast}{b0d} \leq \frac{4.2}{fe}$

Avec : h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
L : longueur max entre nouds d'appuis est égale à 465 cm.
A : section des armatures tendues.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ → $\frac{20}{410}$ =0.048 < 0.0625 ⇒ **Condition vérifiée**

III.1.5.6 Calcul de la flèche : (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$fl = \frac{Mt \times L^2}{10 \times Ev \times Ifv} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

- $\bar{f}$=La flèche admissible
- fl : La flèche admissible
- Ev : Module de déformation différée ($E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.86MPa$)
- Ifv : Inertie fictive de la section pour les charges de
  - longue durée.

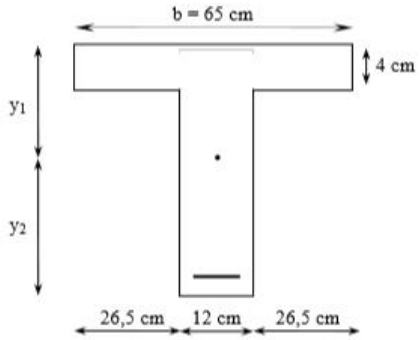


Figure III .1.12 : Section en té.

a. Aire de la section homogénéisée :

$\Sigma Si = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$

$\Sigma Si = (12x20) + (65-12) x4 + (15 \times 3.39) = 502.85\ cm^2$

b. Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$\Sigma Si\ yi = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t.d).$$

$$\Sigma Si\ yi = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + (15x\ 3.39 \times 18) = 3739.3\ cm^3$$

- Y_1 : Position de l'axe neutre $y_1 = \frac{\Sigma si\ yi}{\Sigma si}$

$$y_1 = \frac{\Sigma Si\ yi}{\Sigma Si} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44\ cm.$$

$y_2 = h - v_1 = 20 - 7.44 = 12.56cm.$

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15 \times A_t(y_2 - c)^2 = \mathbf{22647.84\ cm^4}$$

Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.015(2+\frac{3(12)}{65})} = 1.09$$

$\sigma s = \frac{Mtser}{At.\beta.d} = \frac{6.992 \times 10^6}{3.39.10^2 \times 0.981 \times 180}$ = 116.80 MPa

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.015 \times 116.80) + 2.1}; 0\right) = (0.41; 0)$$

$$\mu = 0.596$$

$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1+0.4\mu\lambda_v} = \frac{1.1\ (22647.84\ )}{1+0.4 \times 0.596 \times 1.09} = 19774.184\ cm^4$

$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10\varepsilon_v * I_{fv}} = \frac{6.992 \times 10^5 \times 410^2}{10 \times 10818.86 \times 10^2 \times 19774.184\ .}$ = 0.549 cm. $< fadm = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82m$

f= 0.549 cm < f_{adm} = 0.82 cm ⇒ **Condition vérifiée**

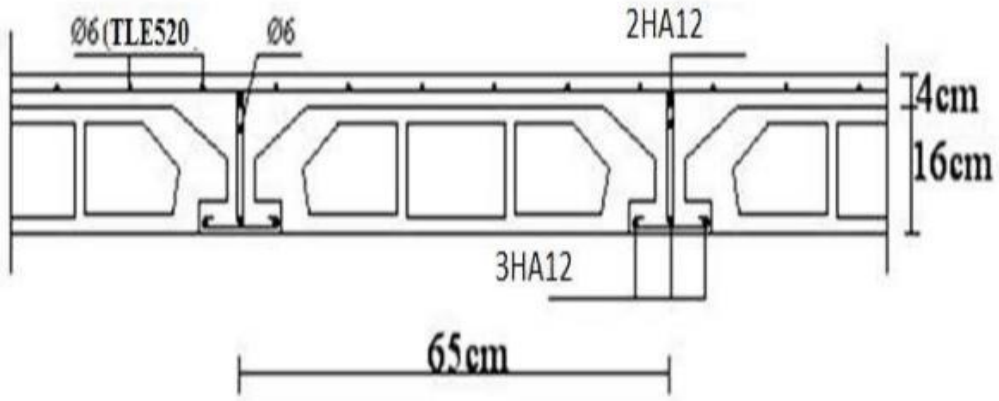
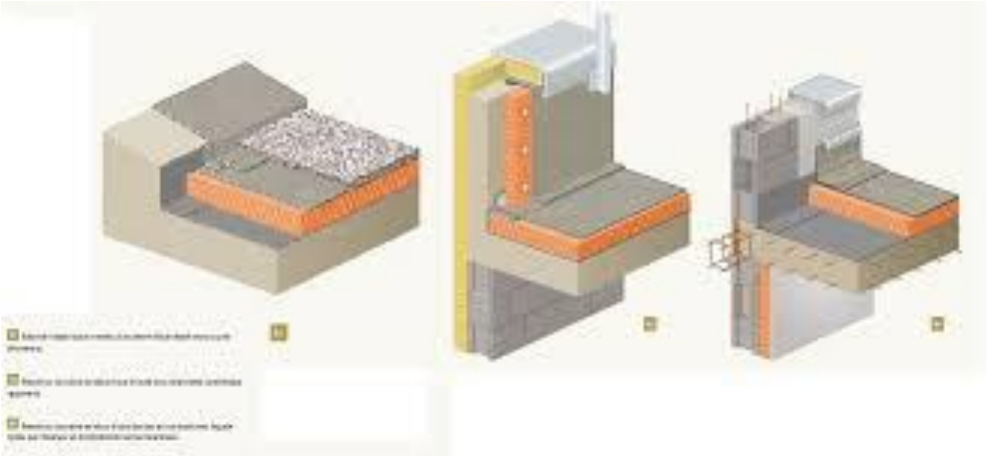


Fig III .1.13 : Ferraillage des planchers

III.2. Calcul L'acrotère :



III.2.1.Définition :

- Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son
- poids propre G et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un moment renversant M dans la
- section d'encastrement. Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

III.2.2.Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS .
- La fissuration est considérée comme préjudiciable .
- Le calcul se fera pour une bande de 1m .

III.2.3.Dimensionnement :

Hauteur = 60cm

Epaisseur = 10cm

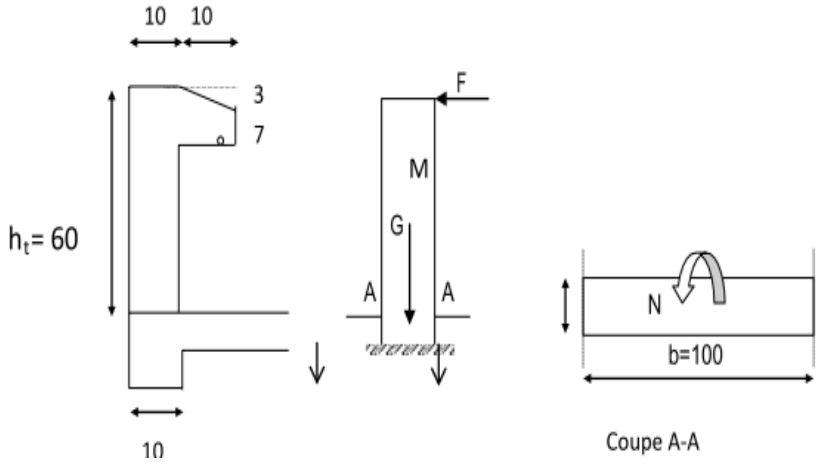


Figure III.2.1 : coupe transversale de l'acrotère

III.2.4.calcul des sollicitations :

1. Effort normal du au poids propres :

N = Gac × 1 = S × ρ × 1m

S_t = (0.10 × 0.10) + (0.50 ×0.10) + (0.10×0.07) + ($\frac{0.03\times 0.10}{2}$) = 0.0685 m

St = (0.10 × 0.10) + (0.50 ×0.10) + (0.10×0.07) + (0.03× 0.102) = 0.0685 m²

Gac = ρ × S = 25 × 0.0685 = 1.712 KN/m

N = 1.712 KN

2. Effort tranchant :

T = Qac× 1m avec (Qac= 1KN)

T= 1 × 1m = 1 KN

T= 1KN

Moment de renversement du à l'effort horizontal

M = Qac × H × 1m

M = 1 × 0.6 × 1 = 0.6 KN.m

M = 0.6 KN.m

- **Diagramme des efforts internes (M, N, T) :**

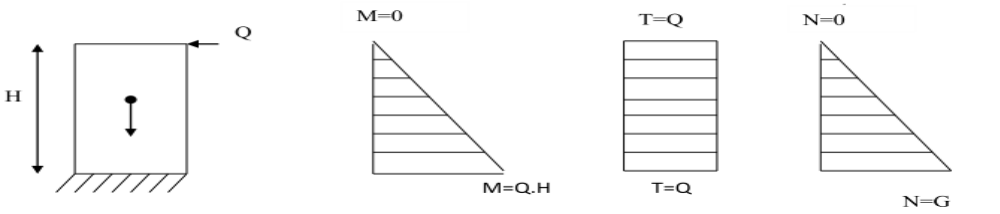


Figure III.2.2 : Diagramme des efforts internes.

III.2.5. Combinaisons des charges :

1. Etat limite ultime :

Q_u= 1,35G + 1,5Q

-Effort normal de compression : N_u = 1.35G = 1.35x1.7125 = 2.31 KN

-Effort tranchant : T_u = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 KN

-Moment de flexion : M_u = 1.5M_Q = 1.5x0. 6 = 0.9 KN.m.

2. Etat limite de service :

Q_u= G + Q

-Effort normal de compression : N_s = G = 1.7125 KN

-Effort tranchant : T_s = Tq = 1.5 KN

-Moment de flexion : M_s = M_Q = 0.6 = 0.6 KN.m

III.2.6. Ferraillage de l'acrotère à l'ELU :

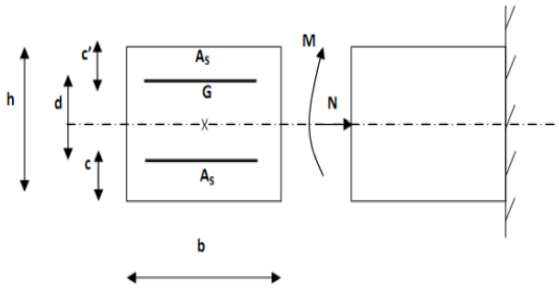


Figure III.2.3 : section rectangulaire soumise à la flexion.

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec : h :épaisseur de la section = 10cm

c et c' : l'enrobage = 3cm

d= h – c : hauteur utile = 10-3=7cm

M_i : moment fictif calculé par rapport au CDC des armatures tendues .

- **Calcul à l'ELU :**

Calcul de l'excentricité :

$\mathbf{e_u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39$ m

$\mathbf{e_u} \geq (\frac{h}{2} - c') = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$ m

$e_u = 0.39 \geq 0.02$ m

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

✓ Etape fictive (flexion simple) :

1. Calcul de moment fictif :

$\mathbf{M_f = N_u \times g}$

$\mathbf{g = e_u + \frac{h}{2} - c}$: distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.31 \times (0.39+0.05-0.03) = 0.947$KN.m

2. Moment réduit :

$\mu = \frac{M_f}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.947\times10^2}{100\times7^2\times14.2\times10^{-1}} = 0.014$

$f_{bu}=\frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_{b\times\theta}} = \frac{0.85\times25}{1.5\times1} = 14.20\text{MPa}$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($asc_1=0$)

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

3. Armatures fictifs en flexion simple :

$\sigma_{s\,t}= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPA

Avec:σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$A_f= \frac{M_f}{d.\beta.\sigma_{st}} = \frac{0.947.10^3}{7\times0.993\times348.10^{-1}} = 0.39$ cm

✓ Etape réelle (flexion compose) :

La section des armatures réelles :

$A_{str}= A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{348\times10^{-1}} = 0.32\ cm^2$

$A_{str}= 0.32\ cm^2$ **$A_{sc} = 0$**

III.2.7. Vérification à l'ELU :

1 . Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$A_{str} \geq A_{min}$ Avec : **$A_{min}= \frac{0.23\times f_{t28}\times b.d\,(e_s-0.455d)}{f_e\,(e_s-0.185d)}$**

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MP ; $e_s= \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842$ m

$A_{min} = \frac{0.23\times2.1\times100.7\,(84.2-0.455\times7)}{400\,(84.2-0.185\times7)} = 0.80\ cm^2$

$\begin{cases} A_{str}= 0.32\ cm^2 \\ A_{min}= 0.80\ cm \end{cases} \Rightarrow A_{str} \leq A_{min} \Rightarrow$ condition non vérifiée

⇒le ferraillage se fera avec la section minimale

Soit : **A_s = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml** avec un espacement : **St≤ 100/4=25 ⇒ St= 25 cm**

- **Armature de répartition**

$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\ cm^2$

Soit : A_r = 3HA8 = **1.5cm²** avec un espacement St ≤ 70/3=23.33 ⇒**St = 20 cm**

2. Vérification de la contrainte de cisaillement(BAEL 91/Art A.5.1) :

La fissuration est préjudiciable, donc **:**

$$\begin{cases} \boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u} \\ \boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b.d}\ MPA} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u = min \quad \left[15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \ MPA\right]}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

V_u : effort tranchant.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\tau_u = \frac{1.5\ 10^3}{100\times 70} = 0.0214\ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min\ (0.15\times \frac{25}{1.5}\ ; 4)\ \textbf{MPA} \end{cases} \qquad \begin{cases} \boldsymbol{\tau_u = 0.0214\ MPA} \\ \boldsymbol{\bar{\tau}_u = min\ \ [2.5\ ;\ 4] = 2.5\ MPA} \end{cases}$$

⇒ τ_u =0.0214 MPA<$\bar{\tau}_u$= 2.5 MPA

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3.Vérification de l'adhérence et d'entrainement des barres(BAEL91/ArtA.6.1.3) :

Il faut vérifier **:** $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$

Avec :

$$\begin{cases} f_{t28} = 2.1\ MPA \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \bar{\tau}_{se} : \text{contrainte} \end{cases}$$ Avec : $\begin{cases} \tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence} \\ \Psi s : \text{Coefficient de scellement droit} \quad \psi_s = 1.5\ (HA) \end{cases}$

⇒ $\bar{\tau}_{se}$= 1.5× 2.1= 3.15 MPA

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i}}$$

$\sum \boldsymbol{U_i}$: Somme des périmètres utiles des barres. :

$\sum U_i$= n × πϕ = 4× 3.14 × 0.8 = 10.04 cm

$$\boldsymbol{\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} = \frac{1.5\times 10}{0.9\times 7\times 10.04} = 0.237\ MPA}$$

⇒τse=0.237 MPA < $\bar{\tau}_{se}$=3.15 MPA ⇒ Condition vérifiée.

4.Longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/ BAEL 91modifié 99) :

On : al_s= 40 pour FeE40

L_s =50 pour FeE500 et les ronds lisses

Dans notre cas : FeE400 →l_s =40 X 0,8 = 32cm

5.Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99) :

-Armatures principales : St ≤ min {3h, 33 cm} = 30 cm.

On prend : St = 25 cm< 30 cm → **condition vérifier**

-Armatures de répartition : St ≤ min {4h, 45 cm} = 40 cm.

On prend : St = 25 cm< 40 cm → **condition vérifier**.

6.Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est ;

$$\mathbf{l_s= \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}}}$$

$$\mathbf{l_s= \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8\times400}{4\times2.835} = 282.18\ mm}$$

Avec : $\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$= 0.6×1.5²×2.1 = 2.835MPa. Soit : **l_s= 30 cm.**

III.2.8. Vérifications à l'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers **: $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$**
- La contrainte dans le béton : **$\sigma_{b\,c} < \bar{\sigma}_{bc}$**

1. Vérification vis- à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e,\ 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right)$$

On a:

- Des aciers HA≥ 8 mm
- F_eE400
- η = 1.6 fissuration préjudiciable
  - $\bar{\sigma}_s$ = min ($\frac{2}{3}$×400, 110$\sqrt{1.6 \times 2.1}$) = min (266.66, 201.63) ⇒**$\bar{\sigma}_s$ = 201.63 MPA**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1

$$\rho = \frac{100\,A_s}{b\times d} = \frac{100\times2.01}{100\times7} = 0.287 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.915 \Rightarrow k = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6\times10^3\times10^3}{0.915\times70\times2.01\times10^2} \Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPA}$$

Condition vérifié : $\Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$

2. Vérification vis- à-vis de l'ouverture des fissures dans le béton :

On doit vérifiée que : $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6.\ fc_{28} = 0.6 \text{ X } 25 = 15$ MPA.

$\sigma_b = \frac{\sigma s}{K1} = \frac{46,6}{43,82} = 1,063$

Condition vérifié : $\Rightarrow \sigma_b = 1,063 < 15$ MPA

❖ Contraintes dans le béton:

On doit vérifiée que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma\square_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPA.

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} . \sigma_{st} = \frac{1}{35} \times 0.385 = 0.011$ MPa .

$\sigma_{bc} < \sigma\square_{bc} \Longrightarrow$ LaCondition est vérifiée.

3. Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule : **Fp = 4xA x Cp x W** RPA99 (article 6.2.3).

Avec **:A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

A = 0.15

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas : $C_P = 0.8$

W_P: Poids de l'élément considéré (W_p= G=1.712 KN)

$\Rightarrow F_p = 4\times 0.15\times0.8\times1.712 = 0.822$ KN

III.2.9. Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Donc on réalisera le ferraillage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié a l'ELS.

Armatures	Ferraillages	Espacements
Armature principale	**4HA8/ml**	**25 cm**
Armature de répartition	**3HA8/ml**	**20 cm**

Tableau III.2.1 : tableau du ferraillage

III.3 : les balcons :

III.3. Calcul des consoles :

Le balcon est munie d'un seul type de porte à faux. Le calcul sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisé en dalle pleine.

Remarque :

Lx/Ly=1.33/3.7=0.35

0.35 < 0.4

→ la dalle dans ce cas travail dans un seul sens donc on peut la calculer comme une console.

- Q : charges et surcharges verticales revenant aux balcons.
- g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids du garde-corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).
- Le calcule du ferraillage se fera pour une bande de 1m..

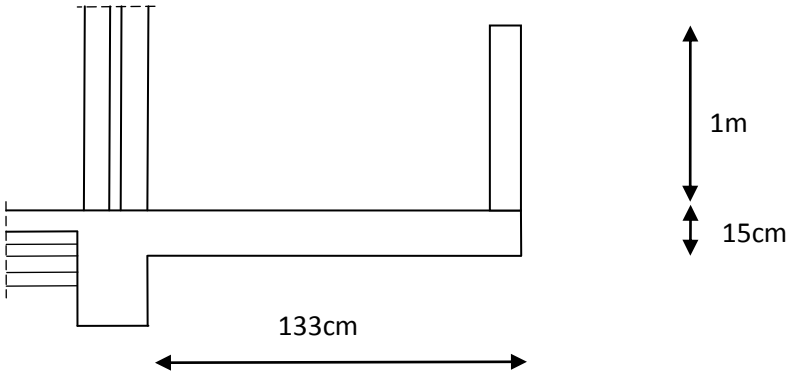


Figure III-3.1: Schéma statique du console

III.3.1 Détermination des charges et surcharges :

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie .

III.3.1.1 Les charges permanentes :

Désignation des éléments.	(kN/m3)	e(m)	Poids (kN/m2)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	22	0.02	0.44
Total			5.57

Tableau III.3.1 : Evaluation des charges des dalles des balcons.

Charge permanente du garde corps.	Masse volumique (KN/m^3).	Epaisseur (m).	G(KN/m3).
Murs en brique creuses.	9	0.1	0.9
Enduit ciment.	22	2X0.02	0.88
Total			1.78

Tableau III.3.2 : Charge permanente du garde corps..

III.3.1 .2 Les charges d'exploitations :

Elle est donnée par le DTR BC.22 :

la dalle Q = 3,5KN/m^2

Q=3,5x1=**3,5 KN/ml.**

III.3.2 Les combinaisons de charge :

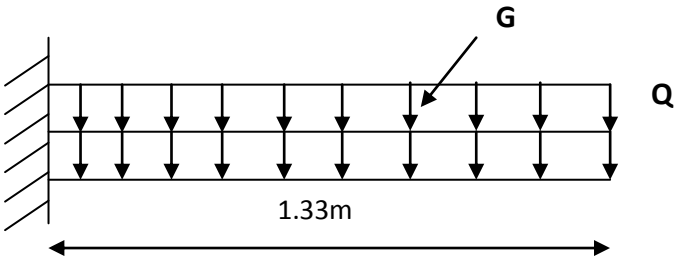


Figure-III-3.2 Schéma statique du console

1. ELU : q_u= 1.35G +1.5Q

- Pour la dalle : q_u=(1.35G +1.5Q) X 1m

q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 x 5.57+ 1.5 x 3.5) = 12.77 KN/ml.

- Le garde-corps: q_{u2} =(1.35 g) X 1m.

q_{u2} =1,35×1,78 = 2,40 KN/ml.

2. ELS: q_s= G + Q

- Pour la dalle : q_{s1}=(G + Q) X 1m.

q_{s1} =(5.57+ 3.5) 1 = 9.07 KN/ml.

- le garde – corps : q_{s2} = g X 1m = 1.78 KN/ml.

III.3.3. Calcul des moments fléchissant :

III.3.3.1. Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

- $M_1 = qu_1 \times L^2 /2$
- $M_2 = qu_2 \times L$

Le moment total est : $Mu = M_1 + M_2$

- $Mu = qu_1 \times L^2 /2 + qu_2 \times L$
- $Mu = 12.77 \times (1.33)^2/2 + 2.4X\ 1.33$
- $Mu = 14.486$ KN.m

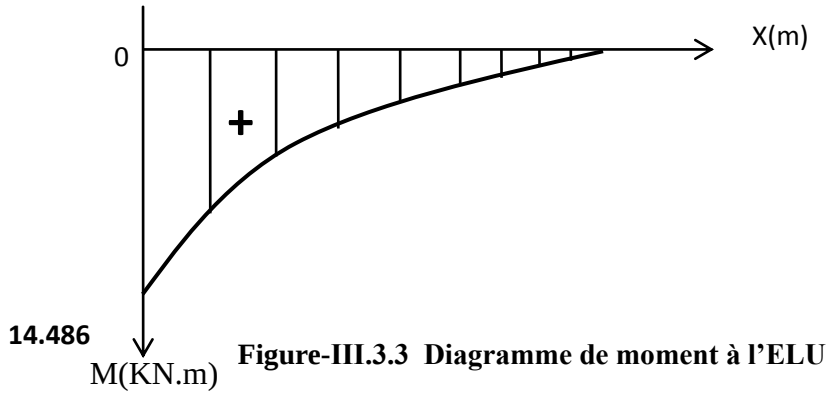


Figure-III.3.3 Diagramme de moment à l'ELU

III.3.3.2. Calcul des moments fléchissant ELS :

- $Ms = qs_1 \times L^2 /2 + qs_2 \times L$
- Ms= 9.07 X (1.33)2/2 + 1.78X 1.33
- Ms=10.389 KN.m

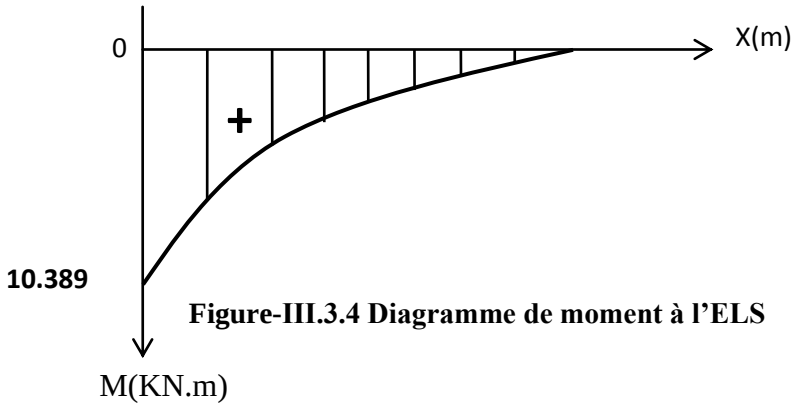
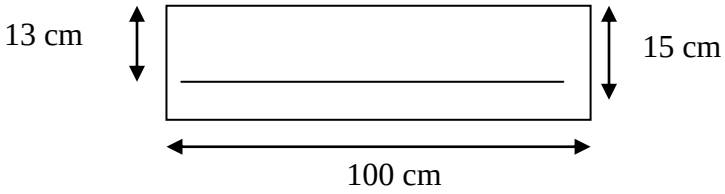


Figure-III.3.4 Diagramme de moment à l'ELS

III.3.4. Ferraillage : Le ferraillage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



III.3.4. 1 Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- fbu=14.2 MPa ;
- **σst** = 348MPa ;
- c =2cm ;
- d =h-c=15-2= 13cm ;

$\frac{14.486 \quad X1000}{100X\ 169X\ 14,2}$ = 0.06 < 0,392 → Section simplement armée .

μ = 0.06 →**β** □ 0.997

Ast = $\frac{Mu}{\beta d \sigma st}$ = $\frac{14.486\ X1000}{0.997X\ 13\ X\ 348}$ = 3.211 cm^2

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm^2** avec **St = 20 cm.**

III.3.4.2 Armatures de répartition :

Ar = Ast / 4 = 5.65/4 = 1.412 cm^2

Soit une section de **5HA8 =2.51cm^2** avec un espacement **S_t=20cm**

III.3.5 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité du béton :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

Avec : f_{t28} =0.6+0.06xf_{c28} =2.1MPa ; f_e =400MPa

Amin= $\frac{0.23bd}{fe}$ ft_{28} =$\frac{0.23X100X13}{400}$ 2,1 = 1.569 cm^2

Amin = 1.569 cm^2 <Adoptée= 5.65 cm^2

→(Condition vérifiée).**(BAEL 99 ; A.4.2.1)**

b. Vérification de l'entrainement des barres :(A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$\tau_{se} = \frac{vu}{0.9\ X\ d \sum Ui}$

Avec :

Vu: Effort tranchant → Vu= $qu_1 \times L + qu_2$ = 12.77×1.33 + 2,4 = 19.384 KN

Vu= 19.384 KN

$\tau_{se} = \frac{19.384\ X\ 1000}{130X\ 1000}$ = 0.149 MPA

τ_{se} =0.149 MPA

τ□se= Ψ_s x f_{t28} = 1,5 X 2,1 = 3,15 MPA

D' ou : **$\tau_{se} \leq \tau$□$_{se}$** **condition vérifiée**.

→ Il n'y a aucune risque de cisaillement , donc les armature transversales ne sont pas nécessaire.

c. Vérification aux cisaillements :

On doit vérifier que : **$\tau_u \leq \tau$□$_u$**

τ□u = (min $\frac{0.15\ fc28}{\gamma b}$; 4 MPA) = min (2.5 ; 4 MPA) = 2.5 MPA

$\tau u = \frac{Vu}{bd} = \frac{19.384\ X\ 1000}{1000\ X\ 130}$ = **0.149 MPA**

τu = 0.149 MPA ≤ τ□u = 2.5 MPA. condition vérifiée.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

d. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$\mathbf{L_s = \frac{Ø\ X\ Fe}{4X\ \tau se}}$

T_{se} = 0,6 X Ψ^2 X F_{t28} = 0,6 X $(1,5)^2$ X 2,1 = 2,835MPA

$L_s = \frac{1.2\ X\ 400}{4\ X\ 2,835}$ = 42.25cm.

Donc : L_s= 45 cm.

Vu que Ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lr » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers en H.A **(A.6.1, 253/BAEL91modifié 99)** ;

Soit la langueur de crochet égale à :

0.4 × Ls = 0.4 × 45 = 18 cm.

e. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Armatures principale :
St =20cm ≤min (3h; 33cm) = 33cm → C.V
-Armatures de répartitions :
St = 20 cm ≤min (4h; 45cm) = 45cm → C.V **(BAEL 99 ; A.8.2.42).**

III.3.6 Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

a. Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 m 99/Art A5.3.2) :

Nous avons : $\mathbf{M_s = 10.389\ KN.m}$

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}}$

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta dAs}$

Avec : β en fonction de ρ_1 et $\rho_1 = \frac{100\ X\ Ast}{bd} = \frac{100\ X\ 5.65}{100\ X\ 13} = 0.434$

$\beta = 0.859 \quad K_1 = 34.50$

$\sigma_{st} = \frac{10.389}{0.859\ X\ 130\ X\ 565}\ x\ 10^6 = 164.660$ MPA

$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st}} = \min\left(2/3\ fe\ ;\ 110\sqrt{n\ X\ ft28}\ \right) = 201.63$ MPA.

164.660<201.63 MPA **condition vérifiée.**

b.Vérification des contraintes de compression dans le béton[BAEL91/A.4.5,2] :

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K1}\sigma_{st} = \frac{1}{34.50}$ X 164.660 = 4.772 MPA .

$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}} = 0.6$ X $f_{c28} = 0.6$ X 25 = 15 MPA .

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 4.772 < \boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}} = 15$ MPA.

→ toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

c.Vérification de la flèche :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ → $\frac{15}{133} = 0{,}112 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ C.V

$\frac{As}{bd} \geq \frac{4{,}2}{400}$ → $\frac{5.65}{100X13} = 0.00434 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ C.V

$\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10Mu}$ → $\frac{15}{133} = 0.112 \geq \frac{10.389}{10X14.486} = 0.0717$ C.V

→Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire**.**

III.3.7 Conclusion :

- Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants

a) Armatures principales 5HA12 avec e= 20cm

b) Armature de répartitions 5HA8 avec e= 20cm

III.4. Calcul de la poutre chainage :

III.4. Introduction :

C'est une poutre en béton armé qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (le poids des cloisons extérieures) et celui de plancher.
Et pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale ; longitudinale).

III.6.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

1. l'épaisseur : $\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$

Avec : L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

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

$\frac{L}{15} = \frac{410}{15} = 27.33$

$\frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41$ **27.33 cm ≤ h ≤ 41 cm .**

- **On adopte une hauteur h= 35cm.**

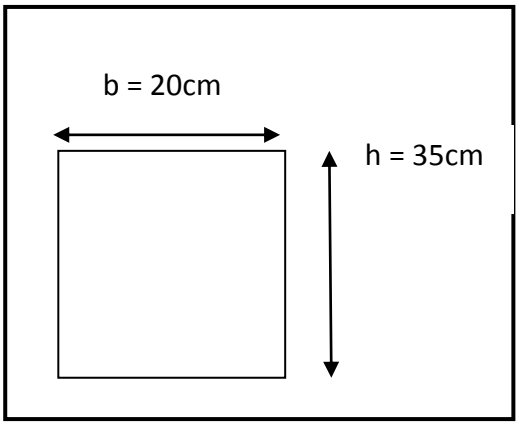


Figure III.4.1: Les dimension de la poutre de chainage

2. La largeur :

0,4 h ≤ b ≤ 0,7 h

0,4×35 ≤ b ≤ 0,7×35

14 ≤ b ≤ 24.5 cm

- **On adopte une largeur : b=20cm .**

- ✓ **Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003) :**

- b ≥ 20cm → 20 ≥ 20cm condition vérifiée
- ht ≥ 30cm → 35 ≥ 30cm condition vérifiée
- ht / b ≤ 4 → 35/20 =1,75≤ 4 condition vérifiée

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

- ❖ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : GP = 0.20 x0.35 x 25 =1.75 KN/ml
- Poids du mur (double cloison) :(3,06-0.3) x 2.36 = 6.514KN/ml
- Poids de plancher : 5.16 x $\frac{0.65}{2}$ = 1.677 KN/ml

G=9.94 KN/ml

- ❖ **Charges d'exploitations :** Q=1.5 x $\frac{0.65}{2}$= 0.488 KN/ml

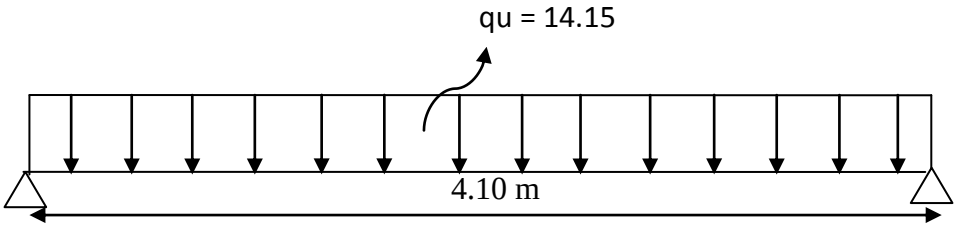
Q = 0.488 KN/ml

❖ **Combinaison des charges :**

- À l'ELU : qu = 1,35 G +1,5 Q =1,35×9.94+1,5×0.488= 14.15 KN/ml
- À l'ELS : qs = G + Q = 9.94+0.488= 10.43KN/ml

III.4.3. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui :



FigIII.4.2. Schéma de chargement

1. Calcule des moments :

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les momentspar des coefficients :

Avec : M_0 : moment isostatique.

$M_0 = \frac{qul^2}{8} = \frac{14.15 \times 4.1^2}{8} = 29.73$ KN.m

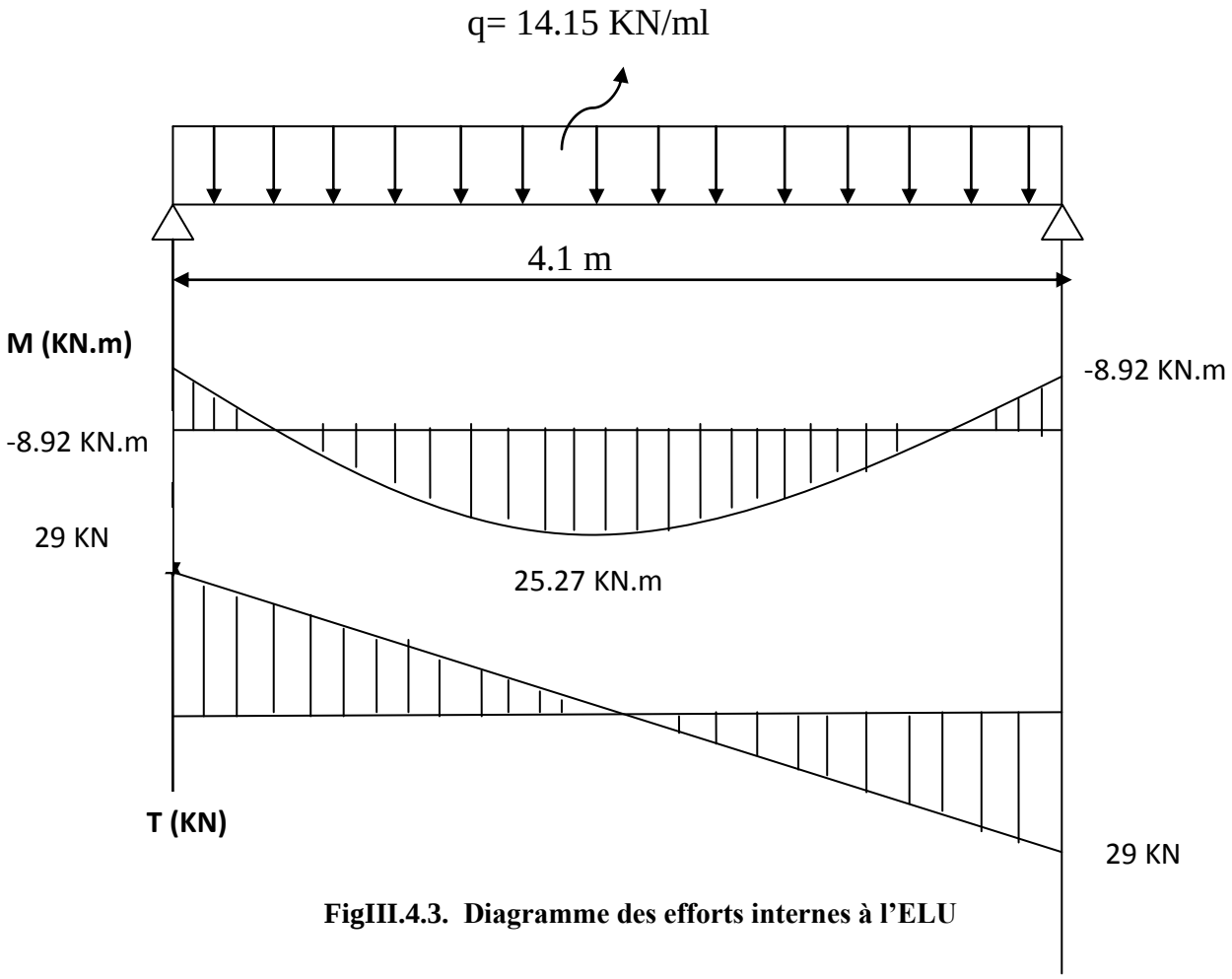
En travée : $Mt = 0.85 \times M_0$

- Mt = 0.85×29.73= 25.27 KN.m

Aux appuis : $Ma=0.3 \times M_0$

- Ma= -0.3× 29.73 = -8.92 KN.m

Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{qu \times L}{2} = \frac{14.15 \times 4.1}{2} = 29$ KN



FigIII.4.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU

2. Calcul des armatures à l'ELU :

a . Armatures longitudinales :

- L'enrobage : c =2 cm
- La hauteur utile : d = 33cm

- **En travée :**

$\mu = \frac{Mt}{bd^2fbu} = \frac{25.27 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14.2} = 0.0817 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow$ SSA $\rightarrow \quad \beta = 0{,}957$

$A_t = \frac{Mt}{\beta\, d\, \sigma st} = \frac{25.27 \times 10^3}{0.957 \times 33 \times x\ 348} = 2.29\ cm^2$.

On prend: 3HA10→ Ap = 2.35 cm^2

- **Aux appuis :**

$\mu = \frac{Ma}{bd^2fbu} = \frac{8.92 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \quad$ SSA $\quad \rightarrow \quad \beta = 0{,}986$

$A_t = \frac{Mt}{\beta\, d\, \sigma st} = \frac{8.92 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times x\ 348} = 0.787\ cm^2$.

On prend: 3HA8 → Ap = 1.5 cm^2

b. Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2.2) :

- **Diamètre :**

$$\text{Ø}_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35} ; \text{Ø}_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min\left\{ \frac{410}{35} ; 10 ; \frac{200}{10} \right\} = \min\{11.71; 10 ;20\}$$

On prend : ϕt = 10mm.

On opte 1 cadre et 1 étrier HA8.

- **Espacement : BAEL 91modifié99(Art.5.1.22) :**

$$S\ t_{max} \leq \min\{0.9d ; 40cm\} = \min\{29.7 ; 40cm\}$$

On opte pour : S tmax = 29 cm.

✓ **Selon RPA version 2003 (Art.7.5.2.2) :**

- **L'espacement doit vérifier :**

En zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min\{h/4 ; 12\Phi\} = \min\{35/4 ; 12X1\} = \min\{8.75 ; 12cm\}$$

St = 8cm .

En zone courante (travée) :

St ≤ h / 2 = 17.5cm → Soit : St =17 cm.

3. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité [BAEL91 modifié99 (Art A.4.2.1) :

Amin = 0.23×b × d × ft28/ fe

Amin = 0.23 × 20 × 33 × (2.1/400) = 0.796 cm².

Amin = 0.796 < Aa = 1.50 < At = 2.35(cm²) Condition vérifiée.

Amin < Aa < At

b. vérification au cisaillement BAEL91 modifié99(ArtA.5.1.1):

$$\tau u = \frac{V}{b\ X\ d} = \frac{29}{0.20\ X 0.33}\ X\ 10^{-3} = 0.439\ \text{Mpa}$$

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

$\tau u = 0.439$ Mpa $< \bar{\tau}_u = 2.5$Mpa Condition vérifiée.

→ Pas de risque de cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

➢ Influence sur béton :

$Vu \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times (fc28/ \gamma b)$

$Vu \leq 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 33 \times (2.1/ 1.5)$

$Vu = 29$ KN < 332.64 KN Condition vérifiée

➢ Influence sur les aciers :

$Aa \geq \gamma s /fe (vu + Ma /0.9 \times d)$

$Aa \geq \frac{1.15}{400} (29 + \frac{8.92}{0.9\ X\ 0.33})$

$Aa = 2.35\ cm^2 \geq 0.169\ cm^2$ Condition vérifiée.

→ Finalement on constate que l'effort tranchant Vu n'as pas d'influence sur les armatures inferieurs.

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99(ArtA.6.1.3):

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi s\ ft28 = 1.5x2.1 = 3.15$ Mpa.

$\tau se = \frac{Vu}{0.9\ X\ d\ X\ \Sigma UI}$

Avec : $\sum ui$ = somme des périmètres utile des armatures

$\sum ui = n \times \pi \times \Phi = 3\ X\ 3.14\ X\ 10 = 94.2$ mm

$\tau se = \frac{29}{0.9\ X\ 330X\ 94.2} X\ 10^3 = 0.104$ Mpa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$Mpa Condition vérifiée.

→ Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

e. Ancrage des barres : BAEL91modifié99 (Art A.6.1 .21) :

L_S = Longueur de scellement droit

$L_S = \emptyset . fe /4\tau s$

Avec : $\tau_S = 0.6\Psi^2\ ft_{28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$Mpa .

$L_S = 1 \times \frac{400}{4\ X2.835}$ = 35.27 cm

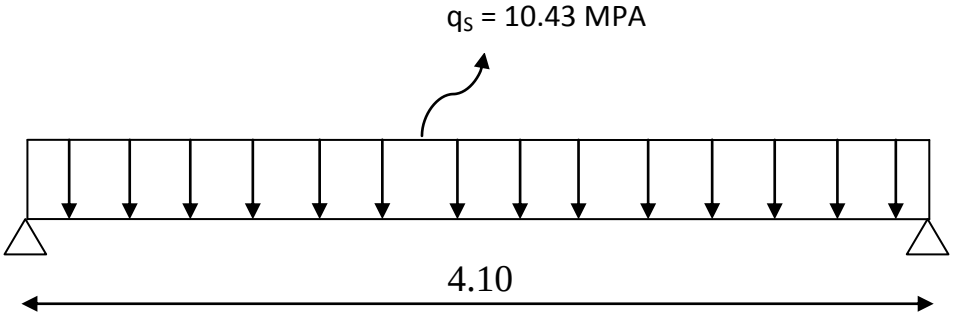
La langueur mesurée hors crochets est au moins égal 0.4 L_s pour les aciers HA

L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 X 35.27 = 14.10 cm

Soit un crochet de 15 cm.

III.4.4. Etude de la poutre à l'ELS :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui



FigIII.4.4. Schéma de chargement

1. Calcule des moments :

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

Avec : M_0 : moment isostatique.

$M_0 = \frac{qs\ l^2}{8} = \frac{10.43 \times 4.1^2}{8}$ = 21.92 KN.m

En travée : Mt = 0.85×M_0

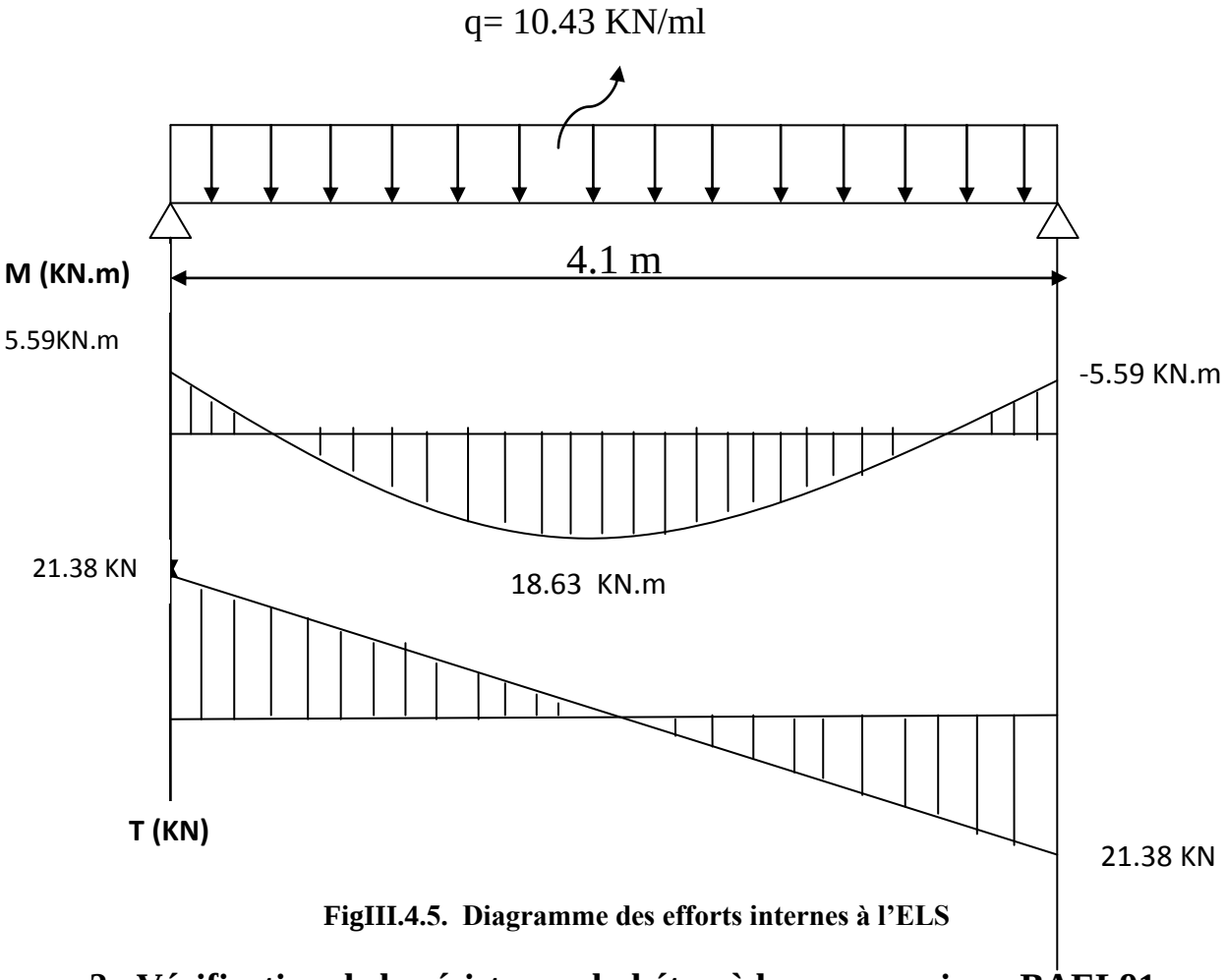
- Mt = 0.85×21.92= 18.63 KN.m

Aux appuis : Ma=0.3× M_0

- Ma= -0.3× 21.92 = - 5.59 KN.m

Réactions d'appuis :

- $R_A = R_B = \frac{qs \times L}{2} = \frac{10.43 \times 4.1}{2}$= 21.38 KN



FigIII.4.5. Diagramme des efforts internes à l'ELS

2. Vérification de la résistance du béton à la compression : BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2).

On doit vérifier : **$\sigma s \leq \bar{\sigma} s$**

- $\bar{\sigma} s = 0{,}6\ fc_{28} = 15MPA$
- $\sigma_{bc} = K\ X\ \sigma s_t$

d'où : $\sigma s_t = \frac{Ma}{Aa\ X\beta\ X\ d}$

- **Aux Appuis :** Ma = -5.59 KNm et Aa = 1.5 cm^2

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ X\ Aa}{b\ X\ d} = \frac{100\ X\ 1.5}{20\ X\ 33} = 0.227 \rightarrow \beta_1 = 0.923 \rightarrow K_1 = 50.219$

$\sigma s = \frac{Ms}{\beta 1\ \ XAaX\ d} = \frac{5.59}{0.923\ \ X1.5\ X\ 33}\ X\ 10^3 = 122.350$ MPA .

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{122.350}{50.219} = 2.436$ MPA

2.436 MPA ≤ 15 MPA **Condition vérifiée.**

- **En travée :** $M_t = 18.63$ KN.m et $A_t = 2.35$ cm² ·

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ X\ At}{b\ X\ d} = \frac{100\ X\ 2.35}{20\ X\ 33} = 0.356 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.96$

$\sigma s = \frac{Mt}{\beta 1\ XAtX\ d} = \frac{18.63}{0.907\ X2.35\ X\ 33} X\ 10^3 = 264.86$ MPA .

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\boldsymbol{\sigma st}}{\boldsymbol{K}} = \frac{\mathbf{264.86}}{\mathbf{38.96}} = 6.798$ MPA

6.798MPA ≤ 15 MPA **Condition vérifiée.**

✓ **Remarque :**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Vérification de la flèche: BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{410} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifié.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M0} \rightarrow \frac{35}{410} = 0.085 \geq \frac{18.63}{10\ X\ 21.92} = 0.0849$ Condition vérifié.
- $\frac{At}{bd} \geq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{2.35}{20\ X\ 33} = 0.0035 \geq \frac{4.2}{420} = 0.01$ Condition vérifié.

✓ **Remarque :**

Les trois condition sont vérifiées , donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

III.4.5. Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérification effectués , nous adoptons pour le ferraillage des balcons celui adopté précédemment :

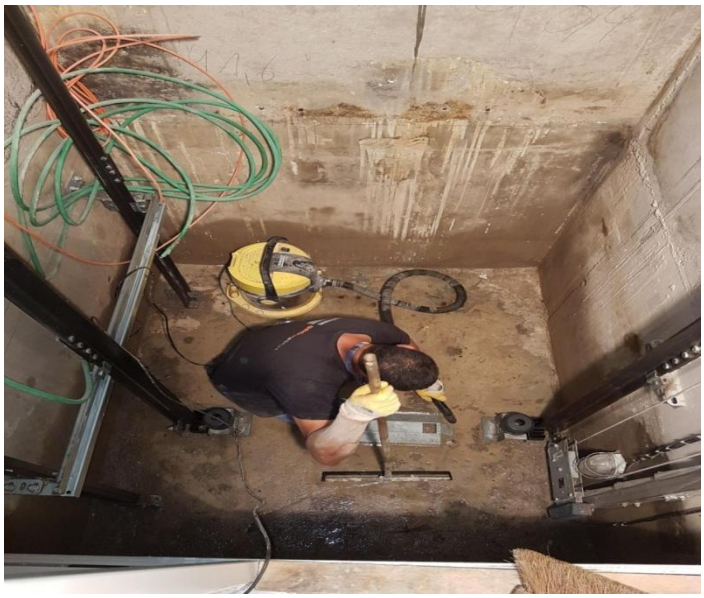
Les armatures longitudinales :

- En travée :3HA10 .
- Aux appuis : 3HA8 .

Les armatures transversales :

- Cadre et épingle en HA8 .

III.5. La salle machine:



III.5.1. Introduction:

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (S-sol ; R + 6) ,un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation vertical entre les niveaux.

Notre immeuble est constitué d'une seul cage d'ascenseur :

de vitesse d'entrainement(V = 1 m/s) ;

La surface de la salle machine est de peuve charger 8 personnes .

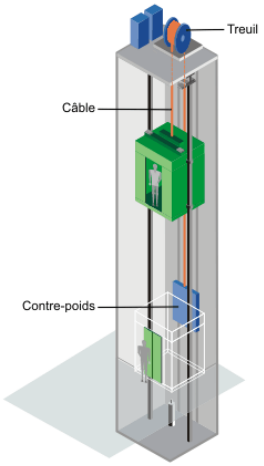


Figure III.5.1 : Schéma d'Ascenseur.

a. Caractéristique de l'ascenseur :

L_x = 1,70 m ; L_y = 1,70 m ; S= 2,89 m^2

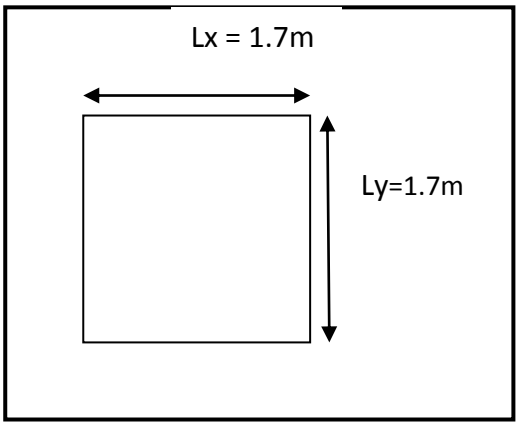


Figure III.6.2: Schéma statique de la Salle machine.

b. Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leur appareils une charge nominale pour un nombre de personnes , pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

III.6.1. Calcul de la dalle plaine de la salle machine :

- **Épaisseur de la dalle** : L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t=\frac{lx}{30}=\frac{170}{30}=5.66$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur ht ≥ 12cm; on adopte une hauteur **ht = 15cm.**

- **Calcul des sollicitations :**

$\rho=\frac{lx}{ly}=\frac{1.7}{1.7}=1$

$0.4\leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

a. moment du au poids propre de la dalle pleine :

$M_x=\mu_x\times q\times l_x^2$ moment suivant la petite portée.

$M_y=\mu_y\times M_x$ moment suivant la grande portée.

Les coefficients $\mu_x$et $\mu_y$sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson μ .

❖ **Etat limite ultime (ELU) :** $\mu=0$

$$\rho=1 \longrightarrow \begin{cases} \text{tableau}\mu_x=0.0368 \\ \mu_y=1 \end{cases}$$

Avec : G = (25×0.15+22×0.05) X 1 ml =4.85KN/m^2 .(poids propre de la dalle)

Q =1KN/m^2 . (surcharge d'exploitation).

$\mathbf{q}_u=1.35G+1.5Q = 1.35 \text{ X } 4.85 + 1.5 \text{ X } 1 = 8.0475$ KN/ml

$$\begin{cases} M_{ux1}=\mu_x\times q\times l_x^2 =0.0368\text{X } 8.0475 \text{ X } (1.7)^2 = 0.8558 \text{ KN.m} . \\ M_{uy1}=\mu y\times Mx= 1 \text{ X } 0.8558 = 0.8558 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :** $\mu=0.2$

$$\rho=1 \longrightarrow \begin{cases} \text{tableau}\mu_x=0.0442 \\ \mu_y=1 \end{cases}$$

$q_s= G + Q = 4.85+1 = 5.85$KN/ml.

$$\begin{cases} M_{sx1}=\mu_x\times q\times l_x^2 = 0.0442 \text{ X } 5.85 \text{ X } (1.7)^2 = 0.7472 \text{ KN.m} \\ M_{sy1}=\mu_y\times M_x= 1 \text{ X } 0.7472 = 0.7472 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

b. Moments dus à la charge localisée :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$M_x= Pu\ (M_1 + \nu M_2)$ $M_y= Pu\ (M_2 +\nu\ M_1)$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tableaux de PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x ET V/L_y)

υ : coefficient de poisson: $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : → ε =1

(U×V) : surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

(U0 ×V0): côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée (U_o=V_o= 80 cm).

Avec : H_t : épaisseur de la dalle (ht =15cm)

e: revêtement de la dalle (e = 5cm)

D'où : U = 80 + 2×5 + 15 = 105cm

V = 80 + 2×5+ 15 = 105cm

U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y.

$\rho=1 \begin{cases} M_1=0.07 \\ M_2=0.076 \end{cases}$ $\quad \frac{U}{Lx}=\frac{V}{ly}=0.6 \begin{cases} \frac{U}{Lx}=\frac{1.05}{1.70}=0.617 \\ \frac{V}{ly}=\frac{1.05}{1.70}=0.617 \end{cases}$

- **Etat limite ultime : ν = 0**

Pu = 1.35 X 90 = 121.5KN .

$M_{ux2} = P_u$ X M_1= 121.5 X 0.076 = 9.234 KN.m .

$M_{uy2}= P_u$ X M_2 = 121.5 X 0.076 = 9.234 KN.m .

- **Etat limite de service ELS : ν = 0.2**

Ps= 1X 90 = 90 KN

$M_{sx2} = Ps (M_1 + νM_2)$ = 90 (0.076 + 0.2 X 0.076) = 8.208 KN.m.

$M_{sy2} = Ps (M_2 + ν M_1)$ = 90 (0.076 + 0.2 X 0.076) = 8.208 KN.m .

c. <u>Superposition des moments:</u>

- **A L'ELU :**

$M_{u\,x}= M_{ux1}+ M_{ux2}$=0.8558 + 9.234 = 10.0898 kN.m .

$M_{uy}= M_{uy1}+ M_{uy2}$= 0.8558 + 9.234= 10.0898kN.m.

- **A L'ELS :**

$M_{s\,x}= M_{sx1} + M_{sx2}$ = 0.7472 + 8.208 = 8.9552kN.m .

$M_{sy}= M_{sy1}+ M_{sy2}$ = 0.7472 + 8.208 = 8.9552kN.m.

III.5.3. Ferraillage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0.75 en travée et de (-0.5) aux appuis

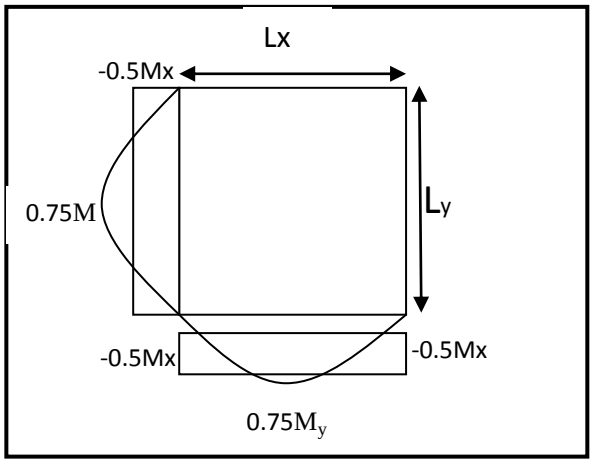


Figure III.5.3 : Correction des moments.

- **En travée :**
- M_x^t=0.75×M_x= 0.75× 10.0898 = 7.567 kN.m
- M_y^t=0.75×M_y= 0.75×10.0898 = 7.567 kN.m
- **Sur appuis :**
- M_x^a= -0.5×M_x=-0.5× 10.898= -5.0449kN.m
- M_y^a = -0.5×M_y=-0.5× 10.898= -5.0449kN.m

❖ Sens x-x :

- **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.4776 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 \leq 0.392 \rightarrow$ SSA $\rightarrow \boldsymbol{\beta = 0.991}$

$A^a_{st} = \frac{M_A x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.4776 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.998 cm^2$

On adopte pour : $A^a_{st=}$ **5HA8 =2.56** avec St= 25cm

- **En travées :**

$\mu = \frac{M_T x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.567 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0315 \leq 0.392 \rightarrow$ SSA $\rightarrow \boldsymbol{\beta = 0.803}$

$A^t_{st} = \frac{M_t x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.567 \times 10^3}{0.803 \times 13 \times 348} = 2.08 cm^2$

On adopte pour A^t_{st}= **5HA8 =2.56**avec St= 25cm.

❖ Sens y-y :

On a $\mathbf{M_x^t = M_y^t}$ et $\mathbf{M_x^a = M_y^a}$ donc les valeurs μ et A^a_{st} aux appuis et en travées dans le sens y-y et le sens x-x sont égaux

Donc :

- **Aux appuis :**

μ = 0.0 *18* ≤ 0.329 → SSA→ $\boldsymbol{\beta = 0.991}$

A^a_{st}=0.998 cm^2

On adopte pour : $A^a_{st=}$ **5HA8 =2.56**avec St= 25cm.

- **En travées :**

μ = *0.0315*≤ 0.392 → SSA → $\boldsymbol{\beta = 0.803}$

A^a_{st} = *2.08*cm^2

On adopte pour : A^a_{st}= **5HA8 =2.56** avecSt= 25cm.

III.5.3. Vérification a l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : $\mathbf{A_{dopté} > A_{min}}$

$\mathbf{A_{min}} = \rho \times S = \rho 0 \quad \frac{\left(3-\frac{lx}{ly}\right)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3-1)}{2} \times 100 \times 15 = 1.2 cm^2$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction. (ρ_0=0.0008)

- $A_{dopté}$= 2.56$cm^2 \geq 1.2\ cm^2$
- $A_{dopté}$ = 2.56 $cm^2 \geq 1.2\ cm^2$

→ Alors la condition est vérifiée.

b. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

- $\phi_{max} \leq h_0/10$= 150/10= 15mm
- ϕ=10mm < ϕ_{max}

→ Alors la Condition est vérifiée.

c. Escapement des Barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut accéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures // à L_x : A_x //L_x : St= 25cm < min (3h ;33cm)= 33cm → Condition vérifiée.
- Armatures // à L_x : A_y //L_y : St= 25cm < min (4h ;45cm)= 45cm → Condition vérifiée.

d. Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL91)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

- μ_c : Périmètre de conteur du l'aire sur le quelagit la charge dans le plan du feuillet moyen.
  → μ_c =2(U+V) = 2(105+105) = 420cm = 4.2m
- Pu : charge de calcul à l'état limite ultime.
  → P_u=1.35G=1.35×90=121.5kN.
  P_u=121.5 < 0.045×4.2×10^3×0.15×25/1.5=472.5kN

→ Alors la Conditionest vérifiée.

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

- Au milieu de U : $T_{max}= \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121.5}{(2\times1.05)+1.05}$ = 38.57 KN
- Au milieu de V : $T_{max}= \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3\times1.05}$= 38.57 KN

$\tau_u = \frac{Tmax}{b\times d} = \frac{38.57}{1\times0.13} = 2$ 96.692kN/m^2 = 0.296Mpa < $\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 Mpa$

→Alors la Condition est vérifiée.

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.5.4. Vérification à l'ELS :

Calcul des moments :

- **En travée :** $M^t_x = M^t_y$ = 0.75 × 8.9552 = 6.7164 KN.m
- **Sur appuis :** $M^a_x = M^a_y$ = -0.5 × 8.9552 = -4.4776 KN.m

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :(article A.4.5-2 du BAEL91) :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :(article A.4.5-2 du BAEL91) :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- la section est rectangulaire ;
- la nuance des aciers est de fe400
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} avec \gamma = \frac{Mu}{Ms}$

❖ **Sens x-x = sens y-y :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Ms\ tx}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.7164 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.027 \rightarrow \quad \alpha = 0.0355$$

$$\gamma = \frac{Mt\ x\ u}{Mtx\ s} = \frac{7.567}{6.7164} = 1.126 \quad \rightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.126-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.313$$

$\alpha = 0.0355 < 0.313 \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{Ms\ ax}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.4776 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 \quad \rightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\gamma = \frac{Max\ u}{Max\ s} = \frac{7.567}{6.7164} = 1.126 \quad \rightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.126-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.313$$

$\alpha = 0.0227 < 0.313 \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

a. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

b. Vérification au poinçonnement :

$$Ps \leq \frac{0.045 \times Uc \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2kN$
- $P_s = 90kN$

$$\frac{0.045 \times Uc \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 0.15 \times 1000 \times 4.2 \times 25}{1.5} = 472.5kN$$

→ Ps = 90kN ≤ 472.5kN → Condition vérifiée.

c. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

- Msx1= Ps (M1+υM2)
- Msy1= Ps (M2+υM1)

Avec: υ=0.2 ; M1=0.076kN.m ; M2= 0.076kN.m ; Ps=90Kn

- Msx1 = 90 × (0.076 + 0.2 × 0.076) = 8.208 kN.m
- Msy1 = 90 × (0.076 + 0.2 × 0.076) = 8.208 kN.m

d. Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

qs=G + Q = 4.85+1= 5.85KN/m

III.5.5. conclusion :

1. Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens

- **Sens x-x = Sens y-y : .**

✓ En travée : 5HA8 =2.56 (St= 25 cm). .

✓ Aux appuis : 5HA8 =2.56 (St= 25 cm).

2. Les moments :

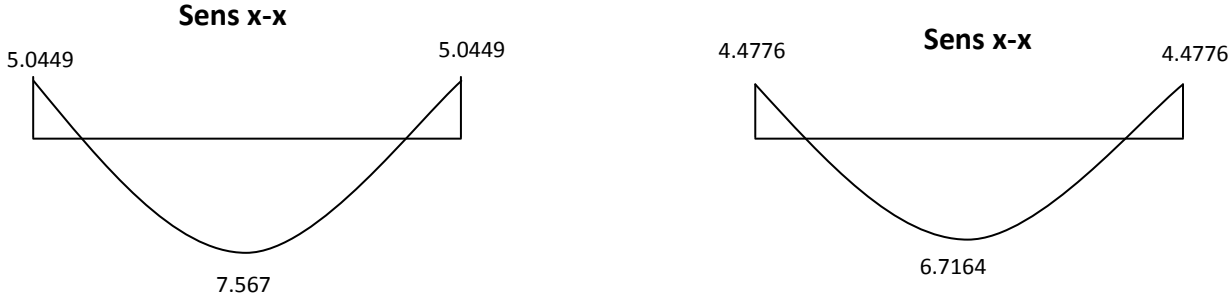


Figure III.5.4. : Les moments dans les 02 sens.

III.6. Escaliers :

III.6.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

III.6.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si E ≥ 1 m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

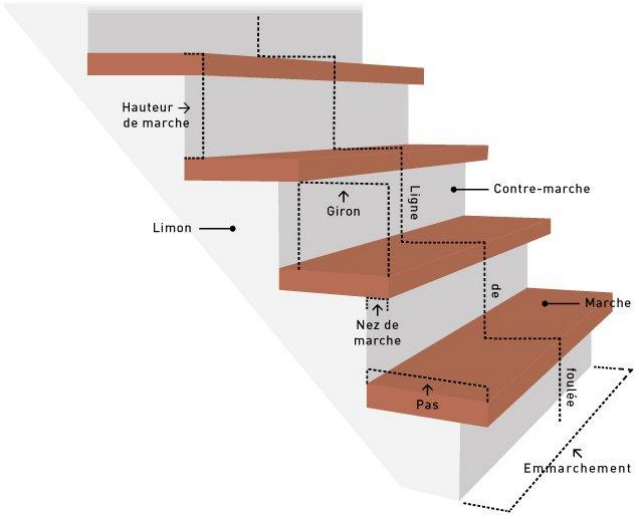
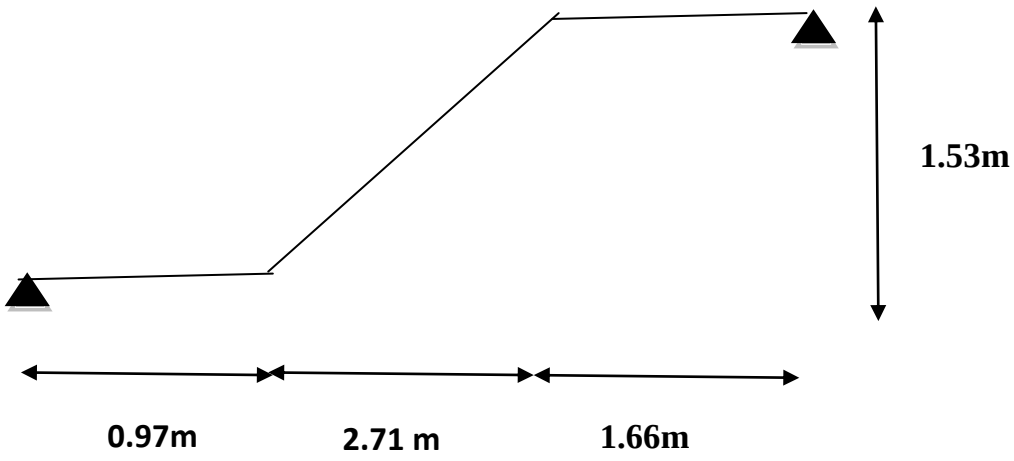


Figure III.6.1 : Coupe verticale d'un escalier.

III.6.3 RDC :

III.6.3. Calcul des escaliers de RDC :



III.6.3.1 Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL. Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition :

g+2h = 64cen tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59cm \leq g+2h \leq 66cm$$

$$14cm \leq g+2h \leq 18cm$$

a. Calcul du nombre de contre marches : $14cm \leq h \leq 18cm$

Soit : h= 17 cm

Nombre de contremarches =153/17 = 9 .

b. Calcul du nombre de marches : m = 9-1 palier = 8marches

c. Calcul de la hauteur de la contre marche : $h = H_t / n = 271/ 8 = 33.8$ cm

d. Calcul de la hauteur du giron :

$28 \leq g \leq 35$

On prend : g =30 cm

e. Vérification de la relation de BLONDEL :

59cm≤ 2h+g ≤65cm

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64cm$

59cm ≤ 64 cm ≤65cm

14 cm ≤ h ≤ 18cm

On a :h = 17 cm → **Les relations de BLONDEL sont vérifiées.**

f. Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

Avec : L : Longueur totale entre nus d'appuis .

$L = L_1 + \frac{L2}{\cos\alpha} + L_3$; $tg\alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{271} = 0.564\ n$ → $\alpha = 29.44^{\circ}$

Donc : $L_0 = 0.97 + \frac{2.71}{\cos 29.44^{\circ}} + 1.66 = 5.74$ m → L= 5.74 m

$\frac{574}{30} \leq ep \leq \frac{574}{20}$; $19.13\ cm \leq ep \leq 28.7$ cm

Soit : e_p= 25 cm

III.6.3.2 Détermination des charges et surcharges :

- Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) .
- projection horizontale.
- En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Charges permanentes :

a.1. Palier :

	Elément	Poidsvolumique KN/m	Epaisseur (m)	Charge (KN/m²)
01	Revêtement en carrelage .	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose .	20	0.02	0.40
03	Lit de sable.	18	0.02	0.36
04	Palier .	25	0.25	6.25
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33

Tableau III.6.1. : Calcul de la charge permanente du palie

→ G_t =7,78

a.2. volée :

	Elément	Poids volumique KN/m	Epaisseur (m)	Charge (KN/m²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose .	20	0.02	0.4
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marches .	25	0.3 / 2	3.37
05	Paillasse .	25	0.25 / cos α	7.37
06	Enduit de ciment	22	0.015	0.33

Tableau III.6.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

→ G_t =12,65.

❖ **Les surcharges d'exploitation :** La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ; Q = 2,5 kN / m.

III.6.3.4. Calcul à l'ELU :

1. Combinaisons des charges :

- **ELU : q_u= (1.35G+1.5Q) x1m**

Palier : q_{up}=(1.35x7.78 +1.5x2.5)x1m= 14.253kN/ml

Volée : q_{uv}= (1.35x12.65+1.5x2.5)x1m=20.827 kN/m

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de lRDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique.

2. Calcul des réactions d'appuis :

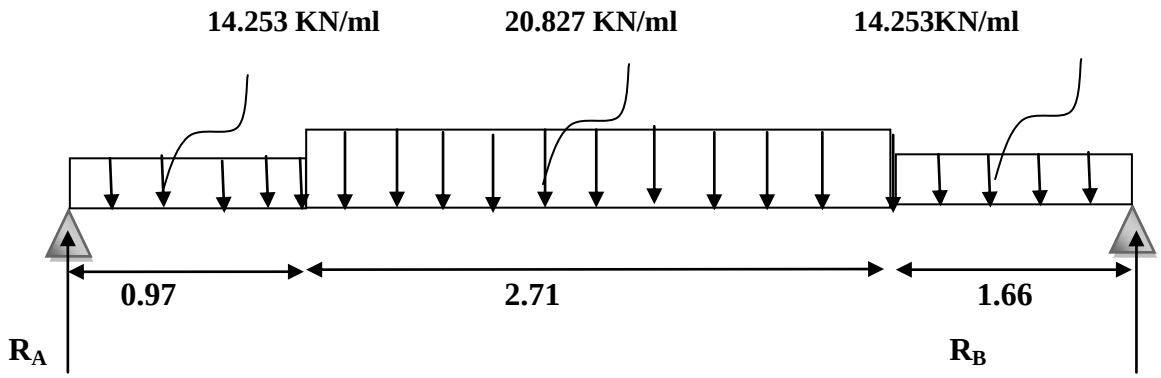


Figure III.6.2: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

∑Fv = 0

RA + RB - (14.253x0,97) – (20.827x2,71) – (14.253x1,66) = 0.

RA + RB = 93.926 KN.

∑M/A = 0

5.34 RB – 14.253 x 0.97 (0.97/2) – 20.827 x 2,71 (2.71/2+ 0.97) – 14.253 x 1.66 (1.66/2 + 3.68)= 0

R_B= 45.811kN

R_A= 48.115kN

3 .Calcul des efforts tranchants et momentsfléchissant:

1erTronçons : 0≤ x ≤0.97 m

Moments fléchissant :

ΣM/i = 0 => Mz = R_Ax-qu x^2 / 2

$M = -10.46x - 14.523\frac{X^2}{2}$

X=0 →M(0)= 0kNm

X= 0.68→ M(0.97) =- 10.470KNm

Effort tranchant :

$T_y = d(M_z)\, d_x = 48.115 - 14.253\, x$

x = 0 m → T(0) = 48.115 KN

x=0.97 m→ T (0.97) =34.289KN

2eme tronçon : 0.97≤ X ≤3.68 m:

Moments fléchissant :

ΣM/i = 0 => M = 48.115x -20.827 (x – 0.9) $(\frac{x-0.97}{2})$ – 14.253 X 0.97 (x – $\frac{}{2}$) ΣM/1 = 0 => M = -

$10.413x^2 + 48.115x + 20.20x - 13.825x + 6.705 - 9.79 = 0$

$-10.413x^2 + 54.49x - 3.08 = 0$

X = 0 m → M (0) = 39.96 KN.m

X =2.40m → M (2.40) = 56.4KN.m

Effort tranchant :

ΣF/y = 0 => T = -20.827(x – 0.97) – 14.253 X 0.97 + 48.115 = 0

X = 0 m → T(0) = 34.289 KN

X= 3.68 m→ T (2.4) = -22.151 KN

3émeTronçon : 0m ≤ X ≤ 1.66 m

Moments fléchissant :

Mz = -14.253/2 x2 + 45.811x.

Mz =-7.126 x^2 + 45.811x

X = 0 m → M (0) =0 KN.m

X =1.66m → M (1.66) = 56.4 KN

Effort tranchant :

Ty= d(Mz) dx = 14.253x- 45.811

X = 0 m → T(0) = 45.811 KN

X= 1.66 m → T (1.66) = - 22.15 KN

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0≤ x ≤0.97	48.115 -14.253 x	R_A x- qu x^2 / 2	0	48.115	0
			0.97	34.289	39.96
0.97≤ x ≤3.68	-20.827(x – 0.97) – 14.253 X 0.97 + 48.115	-10.413x^2 + 54.49x -3.08	0.97	34.289	39.96
			3.68	-22.151	56.4
0≤ x ≤1.66	14.253x - 45.811	-7.126 x^2 + 45.811x	0	45.811	0
			1.66	-22.15	56.4

Tableau III.6.3: Tableau des efforts internes à l'ELU.

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

-10.413x^2 + 54.49x -3.08 => -20.826x + 54.49 => x= 2.616m (de la droite)

Le moment Mz (max) est maximum pour la valeur x= 2.616 m.Donc

M_{zmax}= 68.2 KN.m

- **Moment en appuis: -0.3Mzmax**

Mu ap= (-0.3) Mu max = (-0.3) × (**68.2**) = - 20.46 KN.m

- **Moment en travée: 0.85Mzmax**

Mu travée = (0.85) Mu max = (0.85) × (**68.2**) = 57.97 KN.m

Alors :

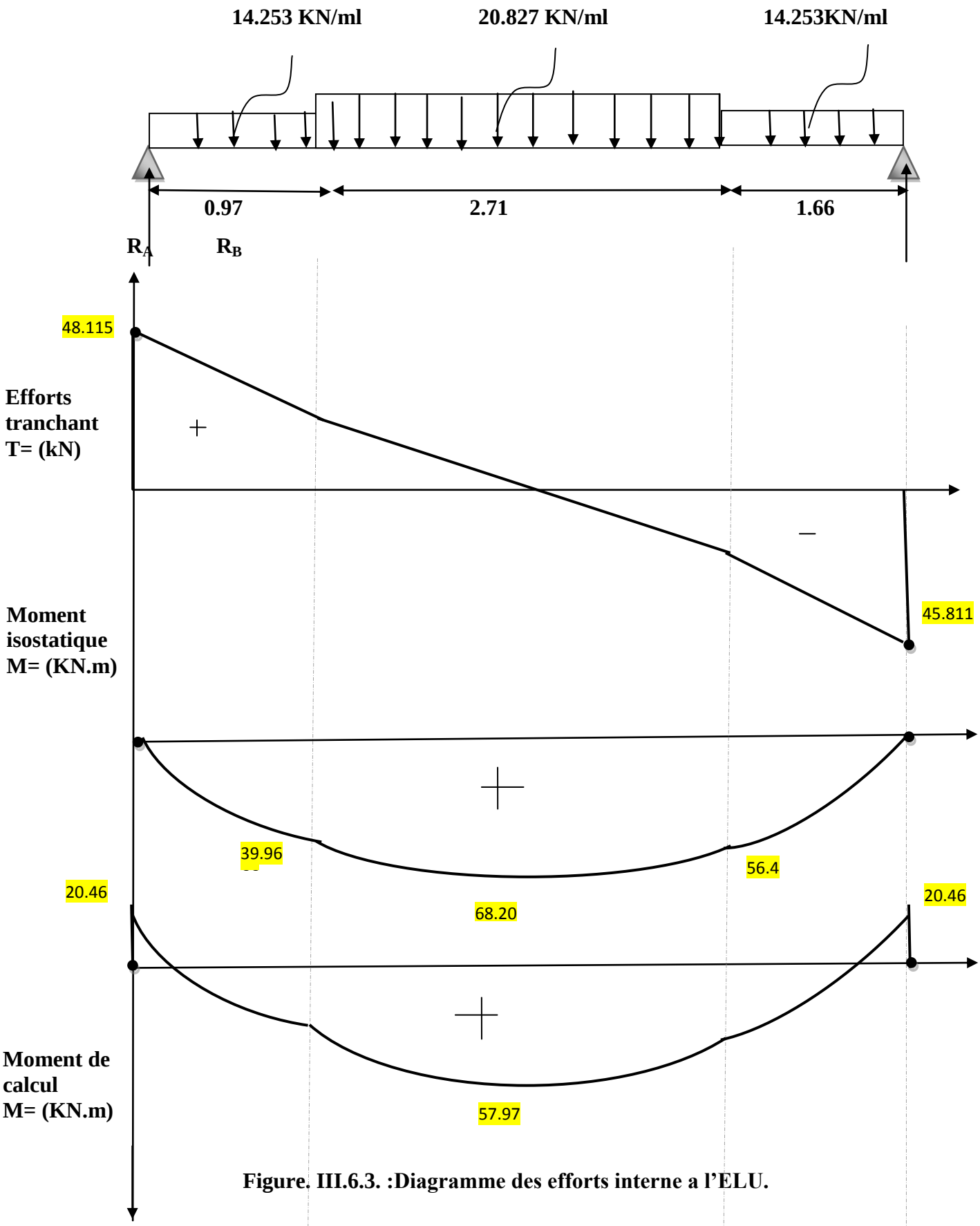
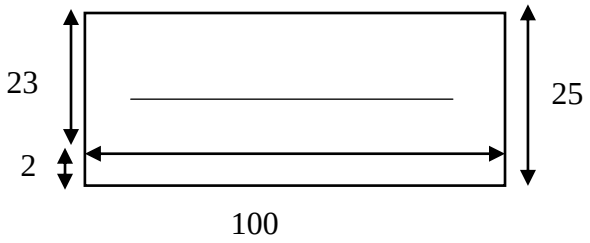


Figure. III.6.3. :Diagramme des efforts interne a l'ELU.

4. Ferraillage des escaliers :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant

B = 100 cm ; h=25cm ; c = 2 cm ; d = 23cm



1. Armature longitudinales :

❖ **En travée :**

a.1. Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.97 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \text{ x } 10^2} = 0.077$$

$\mu_a = 0.077 \rightarrow \boldsymbol{\mu_a \leq 0.392} \rightarrow$ donc la section est simplement armée **(SSA)**

$$\boldsymbol{\beta = 0.959}$$

$$\mathbf{A_{st}} = \frac{\mathbf{M_t}}{\boldsymbol{\beta} \times \mathbf{d} \times \boldsymbol{\sigma_{st}}} = \frac{57.97 \times 10^5}{0.959 \times 23 \times 348 X 10^2} = 7.55 \text{cm}^2$$

$$\boldsymbol{A_{st} = 7.55\ cm^2}$$

Soit : **5HA14 = 7.69cm²**→ avec un espacement de **S_t =25cm**

A.2. Armatures de répartitions :

$$\mathbf{A_r} = \frac{\mathbf{A_a}}{\mathbf{4}} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²**→ avec un espacement **S_t =25cm**

❖ **Appuis :**

b.1. Armatures longitudinales :

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{\mathbf{M}}{\mathbf{b} \times \mathbf{d^2} \times \mathbf{f_{bu}}} = \frac{20.46 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.027$$

$\mu_b = 0.027 \rightarrow \boldsymbol{\mu_b \leq 0.392} \rightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\boldsymbol{\beta = 0.986}$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.46 \times 10^5}{0.986 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 2.59\ cm^2$$

$$A_t = 2.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm^2→avec un espacement S_t=20 cm.

b.2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm^2**→ avec un espacement S_t =25cm.

5. Vérification a l'ELU :

a. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** St < min {3h ; 33cm}.
  - Appui: St =25 cm < 33cm
  - Travée: St =25 cm < 33cm

→$S_{t\,max}$=25 cm<33cm **condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :** St < min {4h ; 45cm}
  - Appui: St=15 cm < 45 cm
  - Travée: St=15 cm < 45 cm

$S_t$max=25cm<45cm **condition vérifiée**

b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23bd\,ft28}{fe}$

$A_{min} = \frac{0.23\ X\ 100\ X\ 23\ X\ 2.1}{400}$ = 2.77 cm^2.

- En travée : A_t = 7.69 cm^2 > A_{min}= 2.77 cm^2 .
- Aux appuis : Aa = 3.14 cm^2 > A_{min}= 2.77 cm^2 .

c. Contraintes tangentielles : On doit vérifier que : $\tau < \overline{\tau_u}$

Calcul de τu :

→Pour la fissuration non préjudiciables :**τu=(0.2×25)/1.5= 3.33Mpa**. ·

Calcul de τu_{max}:

→ On se basant sur le diagramme des efforts tranchant **(Figure. III.3.2).** , on peut tiré la valeur de l'effort tranchant Vmax = 57.97 KN.

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{57.97 \times 10^3}{1000 \times 230} = \mathbf{0.252\ MPa}$$

Avec : $\mathbf{T_{max}}$ **: Effort tranchant maximal.** $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2x25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau} = \mathbf{3.33MPa}$$

τ =0.252 MPa<$\overline{\tau_u}$=3.33MPa **condition vérifiée**

$\rightarrow \boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Entrainement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

- $\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \text{ x ft28}}$ avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA)

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

- $\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \varphi}$

$\sum U_i$= 5 x3.14 x 14= 219.8 mm

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\mathbf{57.97 \times 10^3}}{\mathbf{0.9 \times 230 \times 188.4}}$= 1.27MPa

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.27\ MPa < \overline{\tau_{se}}}$**=3.15MPa Condition vérifiée**

e. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) :

Elle correspond longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ (Art A.6.1.2.1/BAEL99)

La valeur de τ_{su} :

τ_{su}= 0.6 ψ^2 ft28 = 0.6′ (1.5)²′ 2.1 = 2.835 Mpa.

$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835}$= 35.27$\varphi$ cm → 35.27 X 1.4 = 49.37 cm .

L_s = 49.37 cm ; On prend → L_s =50cm.

Vu que ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A ;

$L_c = 0.4L_s$ = 0.4 X 50 = 20cm

Donc **: Lc = 20cm .**

f. **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3.1.3 / BAEL91) :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que : $\frac{2v_u}{b\times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$\frac{2v_u}{b\times 0.9d} = \frac{2X57.97X10^3}{1000X\ 0.9X230} = 0.56$ MPA .

$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8X25}{1.5} = 13.33\ MPA$

0.56 MPA ≤13.33 MPA → Condition vérifiée.

g. Influence effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Vu .

Ast min à ancrer = $\frac{Vumax}{Fsu} = \frac{57.97X10^3}{348\ X100}$ **= 1.66cm2** ; Ast adopté =**7.69cm2**

Astadopté > Ast min à ancrer

→Les armatures inférieures ancrées sont suffisante .

III.6.3.5. Calcul à l'ELS :

1. Combinaisons des charges :

- **ELS : q_s= (G + Q) x1m**

Palier : q_{up}= (7.78 + 2.5) x 1m = 10.28kN/ml

Volée : q_{uv}= (12.65 + 2.5) x 1m = 15.15kN/m

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

2. Calcul des réactions d'appuis :

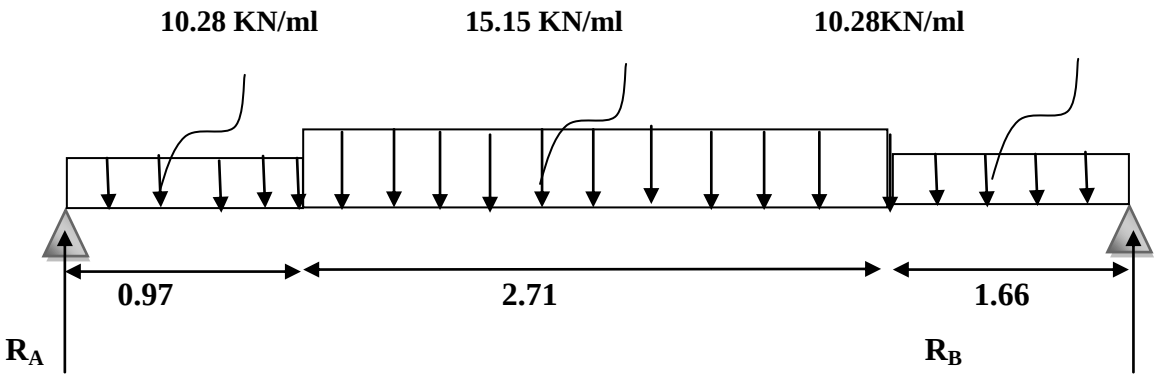


Figure III.6.4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$\sum Fv = 0$

RA + RB - (10.28x0,97) – (15.15x2,71) – (10.28x1,66) = 0.

RA + RB = 68.092 KN.

$\sum M/A = 0$

5.34 RB – 10.28 x 0.97 (0.97/2) – 15.15 x 2,71 (2.71/2+ 0.97) – 10.28 x 1.66 (1.66/2 + 3.68)= 0

R_B = 33.193kN

R_A = 34.899kN

3. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1er Tronçons : $0 \leq x \leq 0.97$ m

Moments fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow Mz = R_A\, x - qu\, x^2 / 2$

$M = 34.899x - 10.28 \frac{X^2}{2}$

$\begin{cases} X=0 \rightarrow M(0) = 0kNm \\ X= 0.97 \rightarrow M(0.97) = 29.01KNm \end{cases}$

Effort tranchant :

$T_y = d(M_z)\, d_x = 34.899 - 10.28\, x$

$\begin{cases} x = 0\ m \rightarrow T(0) = 34.899\ KN \\ x=0.97\ m \rightarrow T(0.97) = 24.92\ KN \end{cases}$

2ème tronçon : $0.97 \leq X \leq 3.68$ m

Moments fléchissant :

$Mz = 25.05x – 6.24(x – 0.35) – 12.31(x –0,7)\ (x−0,7)\ 2$

$\Sigma M/i = 0$

$\Rightarrow M = 34.899x – 15.15 (x – 0.97) (\frac{x-0.97}{2}) – 10.28\ X\ 0.97 (x – \frac{0.97}{2})$

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7.575x^2 + 34.899x + 14.695x - 7.124 – 9.971x + 4.836 = 0$

$-7.575x^2 + 39.623x - 2.288 = 0$

$\begin{cases} X = 0.97\ m \rightarrow M(0) = 29.01\ KN.m \\ X = 3.68\ m \rightarrow M(2.40) = 40.94KN.m \end{cases}$

Effort tranchant :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -15.15 (x – 0.97) – 10.28\ X\ 0.97 + 34.899 = 0$

$\begin{cases} X = 0.97\ m \rightarrow T(0) = 24.927\ KN \\ X= 3.68\ m \rightarrow T(2.4) = - 16.129\ KN \end{cases}$

3éme Tronçon : 0m ≤ X ≤ 1.66 m

Moments fléchissant :

Mz = -10.28/2 x2 + 33.193x.

Mz =-5.14 x^2 + 33.193x

X = 0 m → M (0) = 0 KN.m

X =1.66m → M (1.66) = 40.94KN.m

Effort tranchant :

Ty= d(Mz) dx = 10.28x–33.193

X = 0 m →T(0) = 33.193 KN

X= 1.66 m → T (1.66) = - 16.128KN

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0≤ x ≤0.97	34.899 -10.28x	34.899x- 10.28x^2 / 2	0	**34.899**	**0**
			0.97	**24.92**	**29.01**
0.97≤ x ≤3.68	-15.15(x – 0.97) – 10.28 X 0.97 + 34.899	-7.575x^2 + 39.623x -2.288	0.97	**24.92**	**29.01**
			3.68	**-16.12**	**40.94**
0≤ x ≤1.66	14.253x - 45.811	-5.14 x^2 + 33.193x	0	**33.193**	**0**
			1.66	**-16.12**	**40.94**

Tableau III.6.4: Tableau des efforts internes à l'ELS.

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

-7.575x^2 + 39.623x -2.288 => -15.15x + 39.623 => x= 2.616m (de la droite)

Le moment Mz (max) est maximum pour la valeur x= 2.616 m.Donc

M_{zmax}= 49.526KN.m

- **Moment en appuis : -0.3Mzmax**

Mu ap= (-0.3) Mu max = (-0.3) × (**49.52**) = - 14.85KN.m

- **Moment en travée : 0.85Mzmax**

Mu travée = (0.85) Mu max = (0.85) × (**49.52**) = 42.09KN.m

Alors :

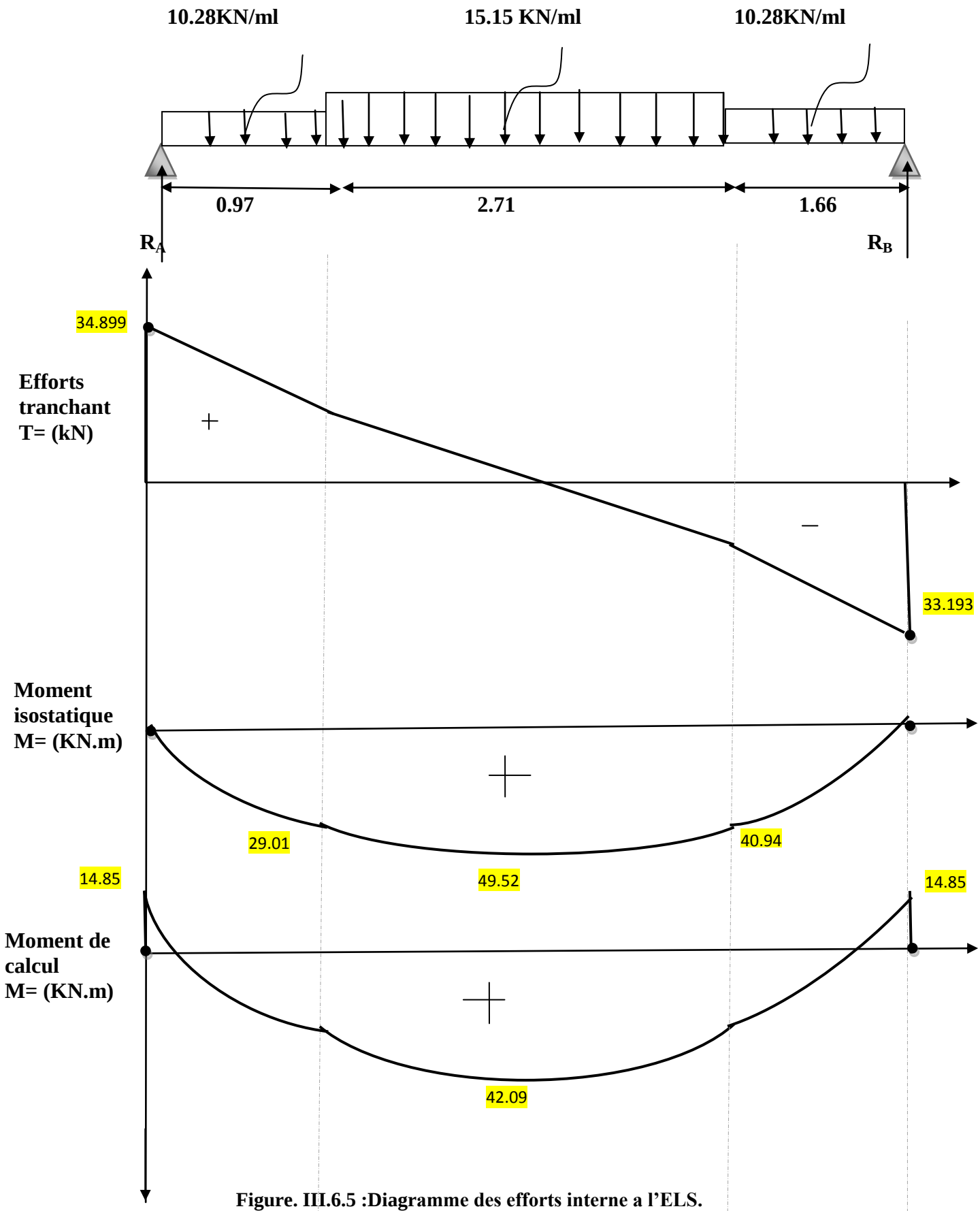


Figure. III.6.5 :Diagramme des efforts interne a l'ELS.

4. Vérification a l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

o Aux travées :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0.333 \qquad \rho = 0.333 \begin{cases} \beta_1 = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{42.09 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 769} = 261.507 MPa$$

$\sigma_s = 261.507 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ MPA .→Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \qquad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{261.507}{40.56} = 6.45$$

$\sigma_{bc} = 6.45 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPA .→ Condition vérifiée

o Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.13 \qquad \rho = 0.333 \begin{cases} \beta_1 = 0.939 \\ K_1 = 66.97 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.85 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = 218.979 MPa$$

$\sigma_s = 218.979 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ MPA .→Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{218.979}{66.97} = 3.269$

$\sigma_{bc} = 3.269 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPA .→ **Condition vérifiée**

5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e}$; $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{534} = 0.0468 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition pas vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0.d}$
- $\frac{h}{L}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

6. Calcul de la flèche

On doit vérifier que : $f = \frac{5qmax\ L4}{385Ev\ L} \leq \frac{1}{500}$

Avec :

- q_{max}= max($q_{volée}$; q_{palier})
- $\frac{1}{500}$: La flèche admissible.
- Eυ : Module de déformation différée.

$E\upsilon_{28} = 3700\sqrt[3]{fc28}$ = 10818.87 MPA .

- I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\ A_t\ (V_2 - C_2)^2$

$V_1 = \frac{Sxx}{B0}$

- Sxx : Moment statique de la section homogène.

$Sxx = \frac{b\ h2}{2} + 15A_{ut}\ X\ d$

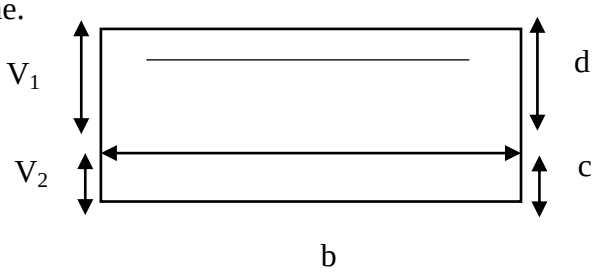


Fig III.6.7: La section de la paillasse.

Sxx = $\frac{100\ X\ 625}{2}$ + 15X 7.69 X 23

Sxx= 33903.05 cm^3

- B_0 : Surface de la section homogène

B_0 = b X h + 15 A_t = 100 X 25 + 15 X 7.69 = 2615.35 cm^2 .

V_1= $\frac{33903.05}{2615.35}$ = 12.96 cm

V_2 = h – V_1 =25-12.96 = 12.04 cm

- ✓ Donc le moment d'inertie de la section homogène .

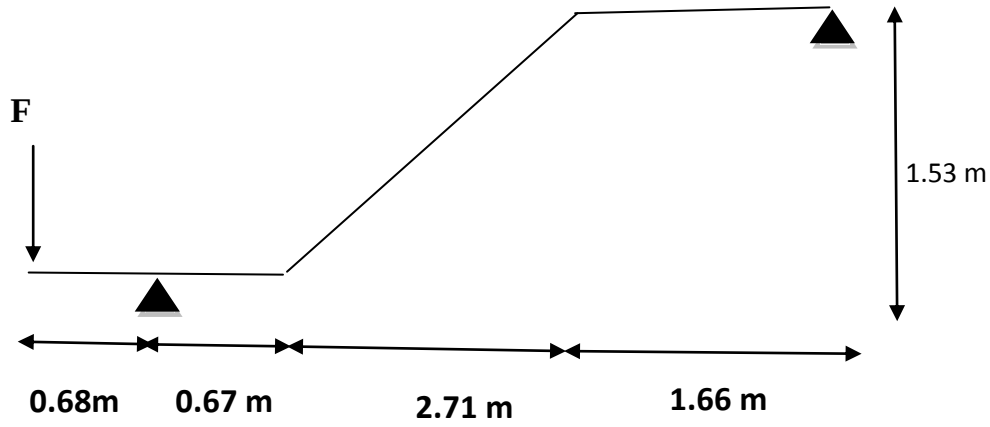
I = $\frac{100}{3}$ (12.96^3+ 12.04^3) + 15X(7.69 (12.04 – 2)^2)=142364.79 cm^4

$$f = \frac{5\ X\ 15.15\ X\ 813.139\ X\ 1000}{385\ X10818.87\ X\ 142364.79} = 10^{-4}$$

f ≤ $\frac{1}{500}$ →Condition vérifiée

❖ Les étages courant :

III.6.4. Calcul des escaliers d'étage courant :



Détermination des charges et surcharges :

a. Charge permanentes :

- a)1. palier : 7.28 KN/m^2.
- b)2. volée : 12.65 KN/m^2.

b. Les surcharges d'exploitation : Q = 2,5 kN / m.

III.6.4. Calcul à l'ELU :

III.6.4.1. Combinaisons des charges :

- **ELU : q_u= (1.35G+1.5Q) x1m**

Palier : q_{up}= (1.35 x 7.78 + 1.5 x 2.5) x 1m = 14.253 kN/ml

Volée : q_{uv}= (1.35 x 12.65 + 1.5 x 2.5) x 1m = 20.827 kN/m

- **Charge concentrée :** Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**F**)
- **Mur extérieure :** F = (3.06 - 0.2) x 2.71 x 1.35 X 1m = 10.46 kN.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de lRDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique.

III.6.4.2 Calcul des réactions d'appuis :

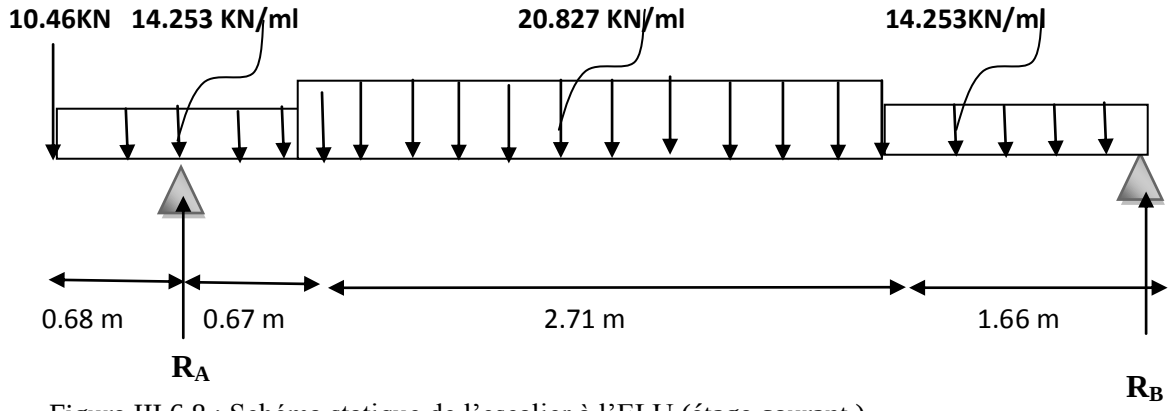


Figure III.6.8 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU (étage courant).

$\sum Fv = 0$

RA + RB - (14.253x1.35) – (20.827x2,71) – (14.253x1,66) -10.46 = 0.

RA + RB = 109.80 KN.

$\sum M/_B = 0$

$-5.04\ R_A + 10.46 \times 5.72 + 20.827 \times 2{,}71\ (2.71/2 + 1.66) + 14.253 \times 0.68(0.68/2 + 2.71 + 0.67 + 1.66) + 14.253 \times 1.66 \times 1.66/2 + 14.253 \times 0.67\ (0.67/2 + 2.71 + 1.66) = 0$

R_B = 41.02kN

R_A = 68.78kN

III.6.4.3 .Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1er Tronçons : 0 ≤ x ≤ 0.68 m

Moments fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow Mz = -10.46x - qu\ x^2 / 2$

$M = -10.46x - 14.253 \frac{X^2}{2}$

$$\begin{cases} X=0 \rightarrow M(0) = 0kNm \\ X= 0.68 \rightarrow M(0.68) = -10.41KNm \end{cases}$$

Effort tranchant :

$T_y = d(M_z)\ d_x = -10.46 - 14.253\ x$

$$\begin{cases} x = 0\ m \rightarrow T(0) = -10.46\ KN \\ x=0.68\ m \rightarrow T(0.97) = -20.152\ KN \end{cases}$$

2eme tronçon: 0.68≤ X ≤1.35 m

Moments fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -14.253\ x^2/2 - 10.46x + 68.78\ (x - 0.68) = 0$

$Mz = -7.126x^2 + 58.32x - 46.77$

$\begin{cases} X = 0.68\ m \rightarrow M(0.68) = -10.41 KN.m \\ X = 1.35 m \rightarrow M(1.35) = 19 KN.m. \end{cases}$

Effort tranchant :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -14.253x - 10.46 + 68.78 = 0$

$\begin{cases} X = 0.68\ m \rightarrow T(0.68) = 48.62\ KN \\ X = 1.35\ m \rightarrow T(1.35) = 39.07\ KN \end{cases}$

3 éme Tronçon : 1.35m ≤ X ≤ 4.06 m

Moments fléchissant :

$Mz = -10.46x - 14.253 \times 1.35(x - 0.67) + 68.78\ (x - 0.68) - 20.827/2\ (x - 1.35)^2.$

$Mz = -10.413x^2 + 67.19x - 52.58$

$\begin{cases} X = 1.35\ m \rightarrow M(1.35) = 19 KN.m \\ X = 4.06 m \rightarrow M(4.06) = 48.61\ KN. \end{cases}$

Effort tranchant :

$Ty = d(Mz)\ dx = -10.46 - 14.253 \times 1.35 + 68.78 - 20.827(x - 1.35)$

$Ty = -20.827x + 67.19$

$\begin{cases} X = 1.35\ m \rightarrow T(1.35) = 39.07\ KN \\ X = 4.06\ m \rightarrow T(4.06) = -17.36\ KN \end{cases}$

4éme Tronçon : 0m ≤ X ≤ 1.66 m

Moments fléchissant :

$Mz = -14.253/2 \times 2 + 41.02x.$

$Mz = -7.126\ x^2 + 41.02x$

$\begin{cases} X = 0\ m \rightarrow M(0) = 0\ KN.m \\ X = 1.66 m \rightarrow M(1.66) = 48.4 KN \end{cases}$

Effort tranchant :

$Ty = d(Mz)\ dx = 14.253x - 41.02$

$\begin{cases} X = 0\ m \rightarrow T(0) = 41.02\ KN \\ X = 1.66\ m \rightarrow T(1.66) = -17.36 KN \end{cases}$

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

-20.827x + 67.19=> x= 3.23 m

Le moment Mz (max) est maximum pour la valeur x= 3.23m.Donc

M_{zmax}= 55.8KN.m

• Moment en appuis : -0.3Mzmax

Mu ap= (-0.3) Mu max = (-0.3) × (**55.81**) = - 16.743KN.m

• Moment en travée : 0.85Mzmax

Mu travée = (0.85) Mu max = (0.85) × (**55.81**) = 47.438KN.m

Alors :

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0≤ x ≤0.68	-10.46 -14.253 x	-10.46x-14.253x^2/2	0	-10.46	0
			0.68	-20.152	-10.41
0.68≤ x ≤1.35	-14.253x-10.46+68.78	-114.253x^2 + 58.32x - 46.77	0.68	48.62	-10.41
			1.35	39.07	19
1.35≤ x ≤4.06	-20.827x +67.19	-10.413 x^2 + 67.19x-52.58	1.35	39.07	19
			4.06	-17.36	48.61
0≤ x ≤1.66	14.253x - 41.02	-7.126 x^2 + 41.02x	0	41.02	0
			1.66	-17.36	48.4

Tableau III.6.5: Tableau des efforts internes à l'ELU.(étage courant)

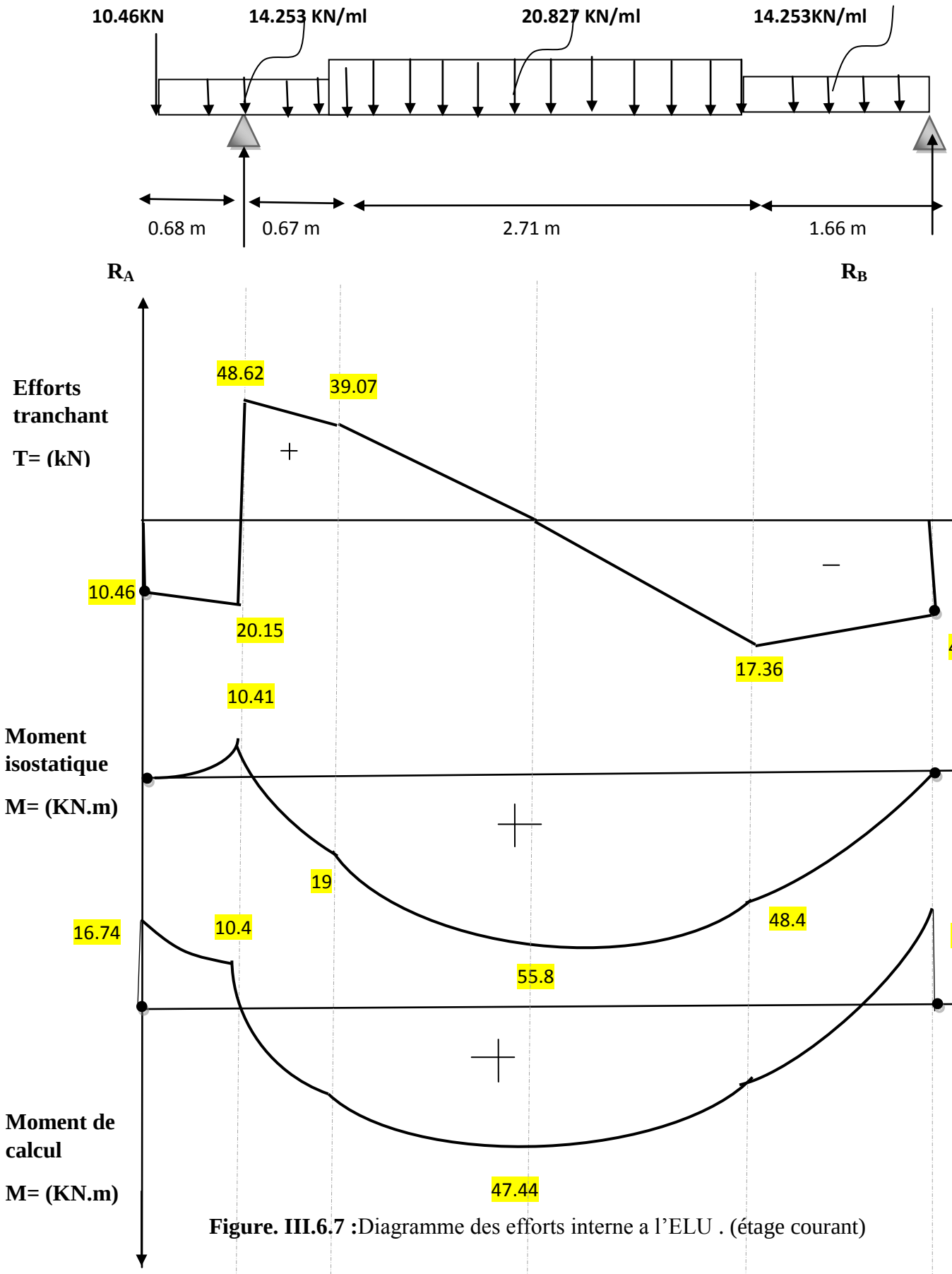


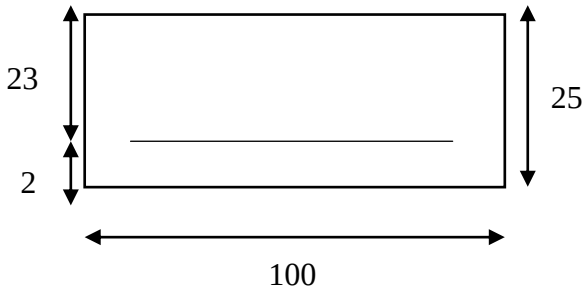
Figure. III.6.7 : Diagramme des efforts interne a l'ELU . (étage courant)

III.6.4.4 Ferraillage des escaliers :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et

les efforts définis dans les schémas précédant

B = 100 cm ; h=25cm ; c = 2 cm ; d = 23cm



1. Armature longitudinales :

❖ a. En travée :

a.1. Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.44 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \text{ x } 10^2} = 0.063$$

$\mu_a = 0.063 \rightarrow \boldsymbol{\mu_a \leq 0.392}$ → donc la section est simplement armée **(SSA)** $\rightarrow \boldsymbol{\beta = 0.967}$

$\mathbf{A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}} = \frac{47.44 \times 10^5}{0.967 \times 23 \times 348 X 10^2} = 6.07 cm^2 \rightarrow \boldsymbol{A_{st} = 6.07\ cm^2}$

Soit : **5HA14 = 7.69cm²** → avec un espacement de $\mathbf{S_t}$ **=25cm**

a.2. Armatures de répartitions :

$\mathbf{A_r = \frac{A_a}{4}} = \frac{7.69}{4} = 1.92\ cm^2$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²** → avec un espacement $\mathbf{S_t}$ **=25cm**

❖ b. Appuis :

b.1. Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.74 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.022$$

$\mu_b = 0.022 \rightarrow \boldsymbol{\mu_b \leq 0.392}$ → donc la section est **simplement armée (SSA)**$\rightarrow \boldsymbol{\beta = 0.989}$

$\boldsymbol{A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.74 \times 10^5}{0.989 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 2.11\ cm^2 \rightarrow A_t = 2.11\ cm^2}$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²→avec un espacement S_t= 25 cm.

b.2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{Aa}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\ cm^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm²**→avec un espacement S_t =25cm.

III.6.4.5 Vérification a l'ELU :

a. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** St < min {3h ; 33cm}.
  - Appui: St =25 cm < 33cm
  - Travée: St =25 cm < 33cm

→ $S_{t\ max}$=25 cm <33cm **condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :** St < min {4h ; 45cm}
  - Appui: St=15 cm < 45 cm
  - Travée: St=15 cm < 45 cm

→ S_t max=25 cm <45cm **condition vérifié**

→ S_t max=25 cm <45cm **condition vérifiée**

b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23bd\ ft28}{fe}$$

$$A_{min} = \frac{0.23\ X\ 100\ X\ 23\ X\ 2.1}{400} = 2.77\ cm^2.$$

- **En travée :** $A_t = 6.15\ cm^2 > A_{min} = 2.77\ cm^2$.
- **Aux appuis :** $Aa = 3.14\ cm^2 > A_{min} = 2.77\ cm^2$.

c. Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau < \overline{\tau_u}}$

Calcul de τu : Pour la fissuration non préjudiciables : **τu =(0.2×25)/1.5= 3.33Mpa**. ·

Calcul de τu_{max} : On se basant sur le diagramme des efforts tranchant **(Figure. III.3.4.2).** , on peut tiré la valeur de l'effort tranchant Vmax = 47.44 KN.

$$\boldsymbol{\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{47.44 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.206\ MPa}$$

Avec : $\mathbf{T_{max}}$ **: Effort tranchant maximal.**

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2x25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33MPa; 5MPa\}$

$\bar{\tau} = 3.33MPa$

τ =0.206MPa<$\overline{\tau_u}$=3.33 MPa**condition vérifiée**

$\rightarrow \tau < \overline{\tau_u}$Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Entrainement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s$ **x ft28** avec Ψ_s=1.5 (pour les aciers HA)

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

- $\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$

$\sum U_i$= **5**x 3.14 x 14 = **219.8** mm

$\tau_{se} = \frac{47.44 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 219.8}$= 1.**04**MPa

$\tau_{se} = 1.04 MPa < \overline{\tau_{se}}$**=3.15MPa** **Condition vérifiée**

e. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) :

Elle correspond longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ **(Art A.6.1.2.1/BAEL99)**

La valeur de τ_{su} : τ_{su}= 0.6 ψ^2 ft28 = 0.6´ (1.5)²´ 2.1 = 2.835 Mpa.

$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835}$**= 35.27$\varphi$ cm** → 35.27 X 1.4 = 49.37 cm .

L_s = 49.37 cm ; On prend **L_s =50cm.**

Vu que ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A ;

$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20cm$ Donc : **Lc = 20cm .**

f. **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3.1.3 / BAEL91) :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} = \frac{2X47.44X10^3}{1000X\ 0.9X230} = 0.45$ MPA .

$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8X25}{1.5} = 13.33\ MPA$

0.45 MPA ≤13.33 MPA → Condition vérifiée.

g. Influence effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Vu .

V_u^{max}

Ast min à ancrer : $\frac{Vumax}{Fsu} = \frac{47.44X10^3}{348\ X100} = 1.36cm^2$; Ast adopté = **$6.15cm^2$**

Ast adopté >Ast min à ancrer

→Les armatures inférieures ancrées sont suffisante .

III.6.4.6. Calcul à l'ELS :

1. Combinaisons des charges :

- **ELS : q_s= (G + Q) x1m**

  Palier : q_{up}= (7.78 + 2.5) x 1m = 10.28 kN/ml

  Volée : q_{uv}= (12.65 + 2.5) x 1m = 15.15 kN/m

- **Charge concentrée :**Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**F**)

- **Mur extérieure :** F = (3.06 - 0.2) x 2.71 x 1m = 7.75kN

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

2. Calcul des réactions d'appuis :

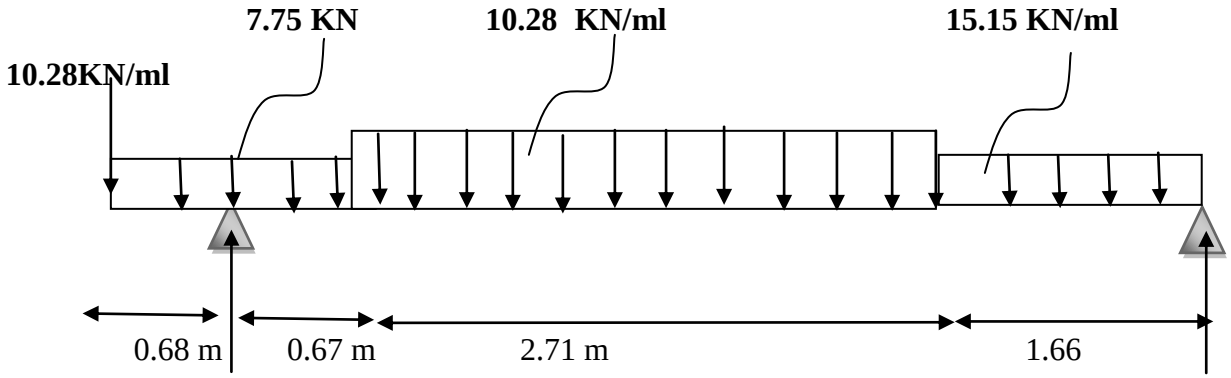


Figure III.6.8 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS (étage courant)

$\sum Fv = 0$

RA + RB - (10.28x1.35) – (15.15x2,71) – (10.28x1,66) -7.75 = 0.

RA + RB = 79.75 KN.

$\sum M/_A = 0$

5.04 R_B – 7.75 x 5.72 – 15.15 x 2,71 (2.71/2+ 1.66) – 10.28x 0.68 (0.68/2 +2.71+ 0.67 + 1.66) -10.28 x 1.66 X 1.66/2 - 10.28 X 0.67 (0.67/2 +2.71+ 1.66) = 0

R_A= 50.05 kN

R_B= 29.7kN

3. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1er Tronçons : $0 \leq x \leq 0.68$ m

Moments fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow Mz = - 7.75x - qu\ x^2 / 2$

$M = -7.75x - 10.28 \frac{X^2}{2}$

$\begin{cases} X=0 \rightarrow M(0)= 0kNm \\ X= 0.68 \rightarrow M(0.68) =-7.64\ KNm \end{cases}$

Effort tranchant :

$T_y = d(M_z)\ d_x = -7.74 -10.28\ x$

$\begin{cases} x = 0\ m \rightarrow T(0) = -7.75\ KN \\ x=0.68\ m \rightarrow T(0.97) = -14.74\ KN \end{cases}$

2eme tronçon : 0.68 ≤ X ≤1.35 m :

Moments fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -10.28\ x^2/2 - 7.75x + 50.05\ (x - 0.68) = 0$

$Mz = -5.14x^2 + 42.3x - 34.03$

$X = 0.68\ m \rightarrow M(0.68) = -7.64\ KN.m$

$X = 1.35m \rightarrow M(1.35) = 13.6KN.m$

Effort tranchant :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -10.28x - 7.75 + 50.05 = 0$

$X = 0.68\ m \rightarrow T(0.68) = 35.31\ KN$

$X = 1.35\ m \rightarrow T(1.35) = 28.87\ KN$

3 éme Tronçon : 1.35m ≤ X ≤ 4.06 m

Moments fléchissant :

$Mz = -7.75x - 10.28 \times 1.35(x - 0.67) + 50.05\ (x - 0.68) - 15.15/2\ (x - 1.35)^2$.

$Mz = -10.413x^2 + 67.19x - 52.58$

$X = 1.35\ m \rightarrow M(1.35) = 13.63\ KN.m$

$X = 4.06m \rightarrow M(4.06) = 35.1KN.m$

Effort tranchant :

$Ty = d(Mz)/dx = -7.75 - 10.28 \times 1.35 + 50.05 - 15.15(x - 1.35)$

$Ty = -15.15x + 48.9$

$X = 1.35\ m \rightarrow T(1.35) = 28.44\ KN$

$X = 4.06\ m \rightarrow T(4.06) = -12.6\ KN$

4éme Tronçon : 0 m ≤ X ≤ 1.66 m

Moments fléchissant :

$Mz = -10.28/2 \times 2 + 29.7x.$

$Mz = -5.14x^2 + 29.7x$

$X = 0\ m \rightarrow M(0) = 0\ KN.m$

$X = 1.66m \rightarrow M(1.66) = 35.1\ KN$

Effort tranchant :

$Ty = d(Mz)/dx = 10.28x - 29.7$

$X = 0\ m \rightarrow T(0) = 29.7\ KN$

$X = 1.66\ m \rightarrow T(1.66) = -12.6\ KN$

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

-15.15x + 49.32=> x= 3.25 m

Le moment Mz (max) est maximum pour la valeur x= 3.23 m.Donc

M_{zmax}= 55.8 KN.m

• **Moment en appuis** : -0.3Mzmax

Mu ap= (-0.3) Mu max = (-0.3) × (55.8) = - 16.74KN.m

• **Moment en travée :** 0.85Mzmax

Mu travée = (0.85) Mu max = (0.85) × (55.8) = 47.43KN.m

Alors :

Tronçons (m)	**Efforts tranchant (Ty)**	**Moment fléchissant (Mz)**	**X(m)**	**Ty(kN)**	**Mz (kN.m)**
0≤ x ≤0.68	- 7.75-**10.28 x**	**-7.75x-10.28x^2/2**	**0**	**-7.75**	**0**
			0.68	**-14.74**	**-7.64**
0.68≤ x ≤1.35	**-10.28x-7.75+50.05**	**-5.14x^2 + 42.3x -34.03**	**0.68**	**35.31**	**-7.64**
			1.35	**28.87**	**13.6**
1.35≤ x ≤4.06	**-15.15x +49.32**	**-10.413 x^2 + 67.19x-52.58**	**1.35**	**28.87**	**13.6**
			4.06	**-12.6**	**35.1**
0≤ x ≤1.66	**10.28x – 29.7**	**-5.14 x^2 + 29.7x**	**0**	**29.7**	**0**
			1.66	**-12.6**	**35.1**

Tableau III.6.7: Tableau des efforts internes à l'ELS. (étage courant) .

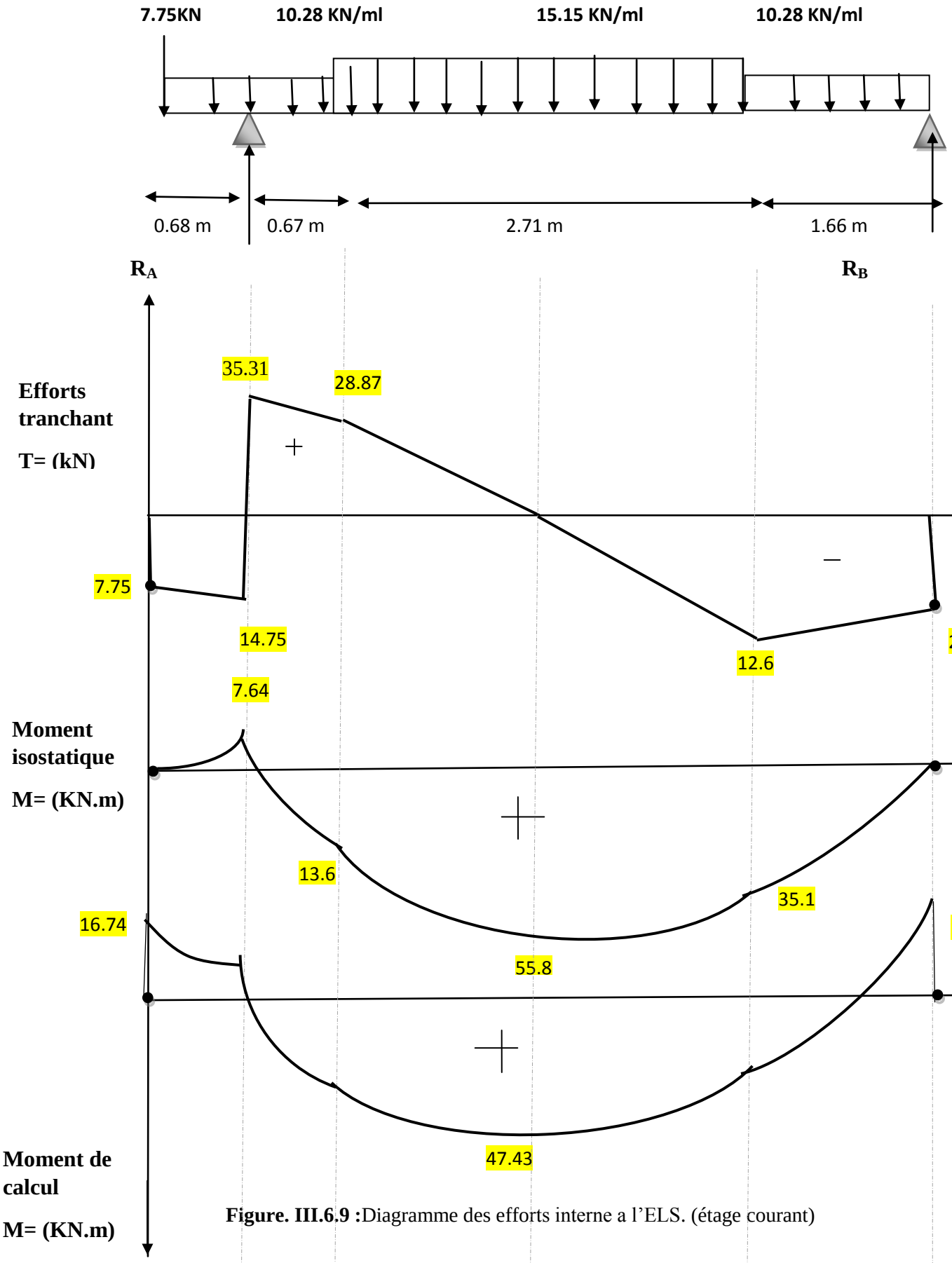


Figure. III.6.9 : Diagramme des efforts interne a l'ELS. (étage courant)

4. Vérification a l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

- **Aux travées :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0.333} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\rho = 0.268} \begin{cases} \boldsymbol{\beta_1 = 0.910} \\ \boldsymbol{K_1 = 40.56} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a}} = \frac{47.43 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 769} = \boldsymbol{294.68 MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_s}$ **= 2*94.68*** $\boldsymbol{\leq \overline{\sigma}_s}$ **= 348 MPA .** $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa}$; $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{294.68}{40.56}}$ = ***7.26*** **MPA**

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ ***7.26*** $\boldsymbol{\leq \overline{\sigma}_{bc}}$ **=15 MPA .**$\rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\rho = 0.333} \begin{cases} \boldsymbol{\beta_1 = 0.939} \\ \boldsymbol{K_1 = 66.97} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a}} = \frac{16.74 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = \boldsymbol{246.84 MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_s}$ **= 246.84** $\boldsymbol{\leq \overline{\sigma}_s}$ **= 348 MPA .** $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa}$; $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{246.84}{66.97} = 3.685}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3.685 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15}$ **MPA .→ Condition vérifiée**

5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{534} = 0.0468 < \frac{1}{16} = 0.0625$Condition pas vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0.d}$
- $\frac{h}{L}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

6. Calcul de la flèche :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{f = \frac{5qmax\ L4}{385Ev\ L} \leq \frac{1}{500}}$

Avec :

- q_{max}= max($q_{volée}$; q_{palier})
- $\frac{1}{500}$: La flèche admissible.
- Eυ : Module de déformation différée.

$E\upsilon_{28} = 3700\sqrt[3]{fc28} = 10818.87$ MPA .

❖ I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\ A_t\ (V_2 - C_2)^2$

$V_1 = \frac{Sxx}{B0}$

❖ **Sxx : Moment statique de la section homogène.**

$Sxx = \frac{b\ h2}{2} + 15A_{ut}\ X\ d$

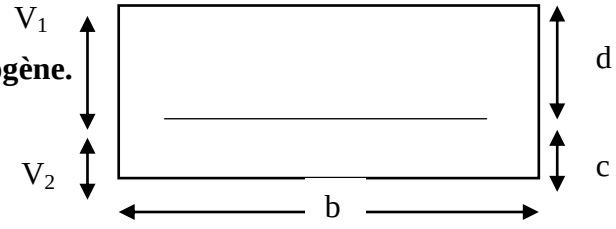


Fig III.6.10: La section de la paillasse.

$Sxx = \frac{100\ X\ 625}{2} + 15X\ 7.69\ X\ 23$

$Sxx = 33903.05\ cm^3$

- **B_0 : Surface de la section homogène**

B_0 = b X h + 15 A_t = 100 X 25 + 15 X 7.69 = 2615.35 cm^2 .

$V_1 = \frac{33903.05}{2615.35}$ = 12.96 cm

V_2 = h – V_1 =25-12.96 = 12.04 cm

- ✓ Donc le moment d'inertie de la section homogène .

$I = \frac{100}{3}(12.96^3 + 12.04^3) + 15X(7.69 (12.04 – 2)^2) = 142364.79\ cm^4$

$$f = \frac{5 \text{ X } 15.15 \text{ X } 813.139 \text{ X } 1000}{385 \text{ X} 10818.87 \text{ X } 142364.79} = 10^{-4}$$

$f \leq \frac{1}{500}$ → Condition vérifiée

III.6.5 . Conclusion :(RDC) et (étages courants)

Apres toutes vérifications, l'escalier sera ferraillé comme suit :

Aux Appuis:

- Armatures principales:

5HA14/ml = 7.69 cm^2 avec un espacement st= 25 cm.

- Armatures de répartitions :

4HA10/ml 3.14 cm2 avec un espacement st= 25 cm.

.

En travée :

- Armatures principales:

4HA10/ml = 3.14 cm^2 avec un espacement st= 25 cm.

- Armatures de répartitions :

4HA8/ml = 2.01 cm^2 avec un espacement st= 25 cm .

III.7. Calcul de la poutre palière.

III.7.1. Introduction :

- La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie,
- Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont.
- La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh)

On choisit la poutre palière de l'entresol et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

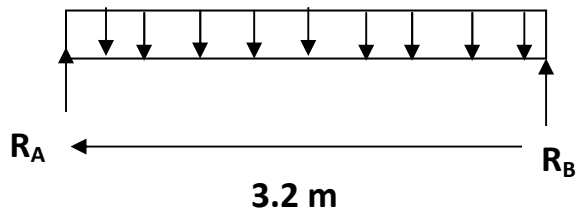


Figure III.7.1 : schéma de la poutre palière .

III.7.2. Pré dimensionnement :

✓ Poutre palière de l'étage courant :

a. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} =320cm $\frac{320}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{320}{10}$

$$\mathbf{21.33cm \leq h \leq 32\ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour h_t = 30 cm.

b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par la relation suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 12\ cm \leq b \leq 21\ cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend b = 20 cm.

c. Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

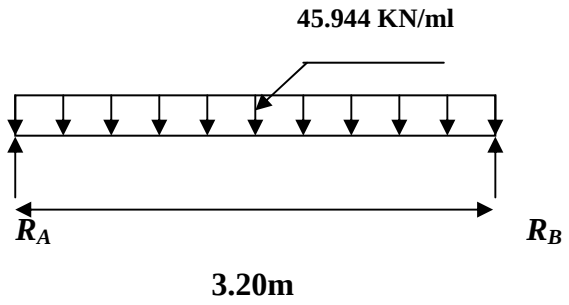
- b≥ 20
- 0cm…….25 ⇒ **condition vérifiée.**
- ht≥ 30 cm…… 35 ⇒**condition vérifiée.**
- $\frac{ht}{b} \leq 4$……. $\frac{35}{25} = 1.4cm < 4cm$ ⇒**condition vérifiée.**

Donc la poutre palière à pour dimensions : b×h = (25x35)

❖ Détermination des charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : G= 0.25x0.35x25= 2.19KN/ml
- Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU R_u = 68.78KN ; ELS R_s = 50.05 KN

III.7.3. Calcul à l'ELU:



➢ Calcul des efforts internes :

qu=1 .35G+$\frac{2Ru}{L}$= 45.944 KN/ml .

➢ Réaction d'appuis:

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_u.l}{2}$

$R_B = R_A = \frac{45.944\ X\ 3.2}{2}$ = 73.51**KN**

➢ Moment isostatique :

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{45.944 \times 3.2^2}{8}$ = **58.81KN.m**

➢ Effort tranchant :

$T_u = R_A = R_B$ = **73.51KN**

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

M_u^a = -0.3Mu = **- 17.64 KN.m**

M_u^t = 0.85Mu = **49.98KN.m**

❖ **Les résultats sont sur le diagramme suivant :**

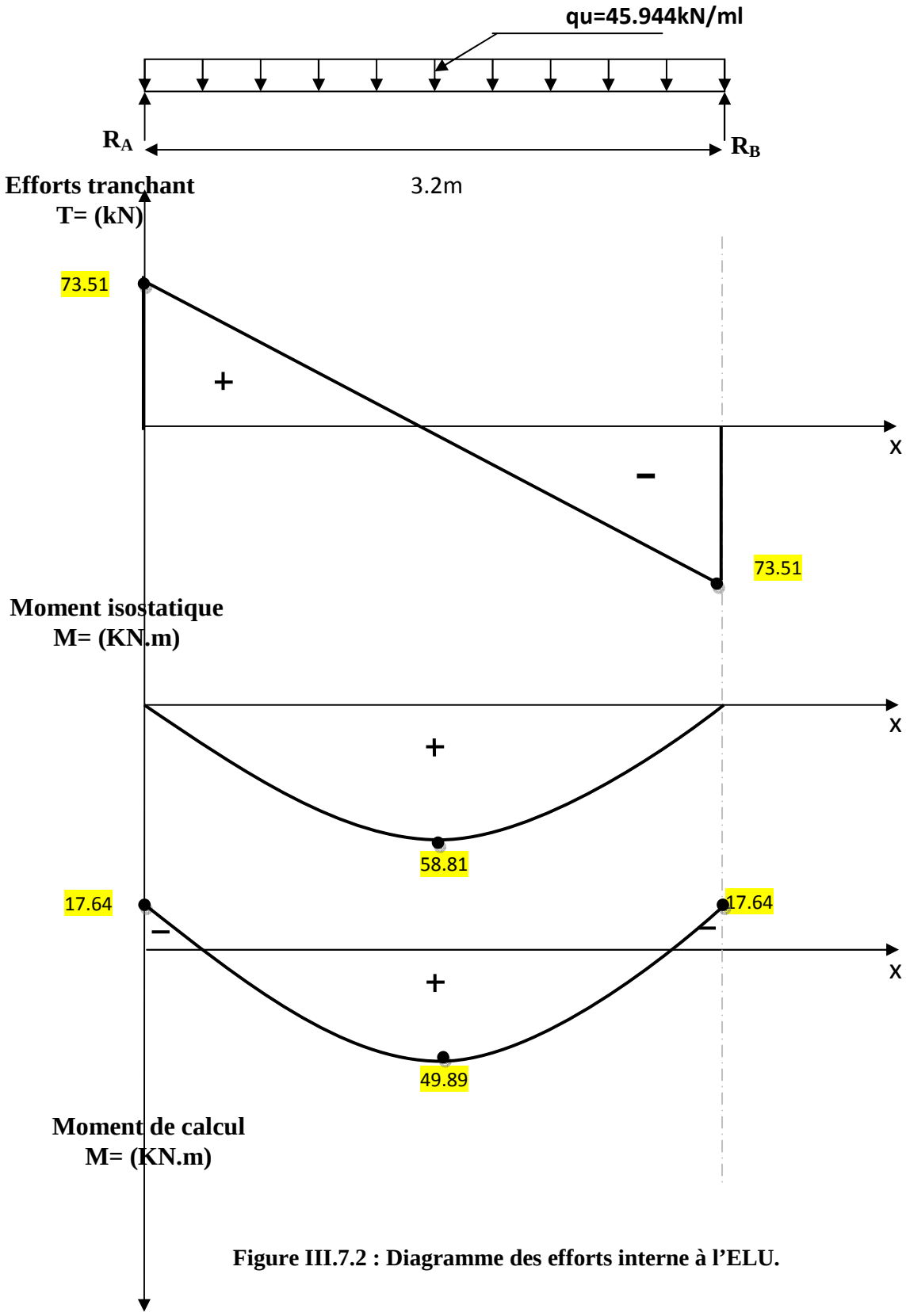


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

➢ Calcul des armatures:

✓ En travée:

h = 35 cm, b = 25 cm, d = 33 cm, c = 2 cm

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49.89\times10^3}{25\times33^2\times14.2} =$ 0.130< μ_l = 0.392 → SSA

Du tableau on lit β = 0.930

$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.89\times10^3}{0.930\times33\times348} = 4.67\text{cm}^2$

Soit **3HA12 +2HA10 = 3.39 + 1.57 = 4.96 cm^2 .**

✓ Aux appuis :

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.64\times10^3}{25\times33^2\times14.2}$ = 0.046≤ μ_l =0.392 → SSA

Du tableau on tire β = 0.976donc :

$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.64\times10^3}{0.976\times33\times348} = 1.57\text{cm}^2$

Soit **3HA14= 4.62cm^2**

III.7.4. Vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23\ bd \times \frac{ft28}{fe}$

Amin = 0.23 x 25 x 33 x $\frac{2,1}{400}$ = 0.996cm^2

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$A_S > A_{min}$ → **Condition vérifiée**.

b. L'Effort tranchant - Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.5.1.2) :

On a :T_{max}= 73.51KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{73.51\times10^3}{250\times330} = 0.980 Mpa$

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}\ ;\ 5\text{Mpa}\right\}$ =3.33Mpa

τ_u = 0.980Mpa < $\bar{\tau}_u$=3.33 →**condition vérifiée.**

Conclusion : Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1.2.1):

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}}$

- Ψ_s = 1.5 coefficient scellement HA .
- Ui : Somme des périmètres utiles des barres.

$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ Mpa.

$\tau_{se} = \frac{Vu}{0{,}9d\sum ui}$

❖ En travée :

avec : $\begin{cases} \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 \times 1 = 11.304\text{cm}. \\ Vu(max) = R_A = R_B = 73.51\text{KN}. \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{73.51 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.189\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{Mpa}$ →**Condition vérifiée.**

❖ Aux appuis :

avec : $\begin{cases} \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.18\text{ cm}. \\ Vu(max) = R_A = R_B = 73.51\text{KN}. \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{73.51 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.8} = 0.625\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{Mpa}$ →**Condition vérifiée.**

Conclusion : Donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres , donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

d. Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi: : $L_s = \frac{\emptyset . fe}{4\tau_s}$

Avec : $\tau_S = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$.

$\mathbf{L_S} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$

Comme Ls dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$\mathbf{L_t} = 0.4\ Ls = 0.4 \times 42.32 = 16.92$ cm.

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4\times f_{c28}\times 0.9d\times b}{\gamma_b} = \frac{0.4\times 25\times 0.9\times 330\times 250\times 10^{-3}}{1.5} = \mathbf{495\ KN}$$

$\mathbf{T_u^{max}}$ **= 73.51KN<420KN →Condition vérifiée.**

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{73.51\times 10^3}{348 \text{ x } 10^2} = 0.211 cm^2$

$A_{adoptée\ appuis}$ =4.62 cm² >0.211 cm² →**Condition vérifiée,**

- donc les armatures calculées sont suffisantes.

f. diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$\phi t < \min\{\frac{h}{35}, \phi l, \frac{b0}{10}\}$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{35}{35} = 1 \text{ cm} \\ \phi l = 1.2 \text{ cm} \rightarrow \quad \textbf{On prend } \phi t = 10mm. \\ \frac{b0}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne : $A_t = 2\phi 8 = 1\ cm^2$

✓ **espacement des armatures transversales St:**

Les espacements seront donnés comme suit :

- **Selon le BAEL91/ modifier 99 on aura** :

$St_1 \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow St_1 \leq \min(29.7; 40cm) \rightarrow St_1 = 29.7cm$

- **D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :**

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min(\frac{H}{4}; 12\phi; 30) = \min(\frac{35}{4}; 12; 30)$

$St = \frac{35}{4} = 8.75 \Rightarrow St = 8 cm$

❖ **Zone courante :** $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 cm \Rightarrow St = 15 cm.$

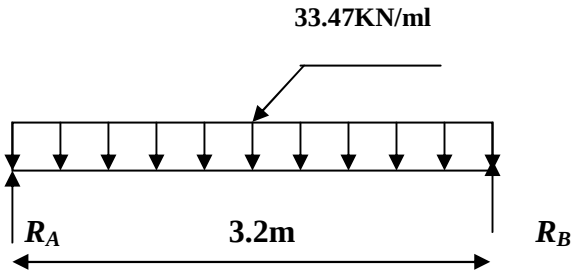
✓ **Vérification des armatures transversales :**

$\mathbf{At_{min} = 0.003 \times St \times b \leq At}$

$At_{min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6\ cm^2 < 1.57 cm^2$ → **condition vérifiée.**

$At_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\ cm^2 < 1.57 cm^2$ → **condition vérifiée.**

III.7.5. Calcul à l'ELS :



➢ Combinaison de charges :

$q_s = G + 2R_s / L$

$q_s = 2.19 + 31.28 = 33.47$ KN/ml

➢ Réaction d'appuis:

$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s.l}{2}$

$R_B = R_A =$ **53.55KN**

➢ Moment isostatique:

$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33.47 \times 3.2^2}{8} = 43.84$KN.m

➢ Effort tranchant:

$T_s = R_A = R_B =$ **53.55 KN/ml**

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{sa} = -0.3Ms = -13.15$ KN.m

$M_{st} = 0.85Ms = 37.26$ KN.m

➢ **Les résultats sont sur le diagramme suivant :**

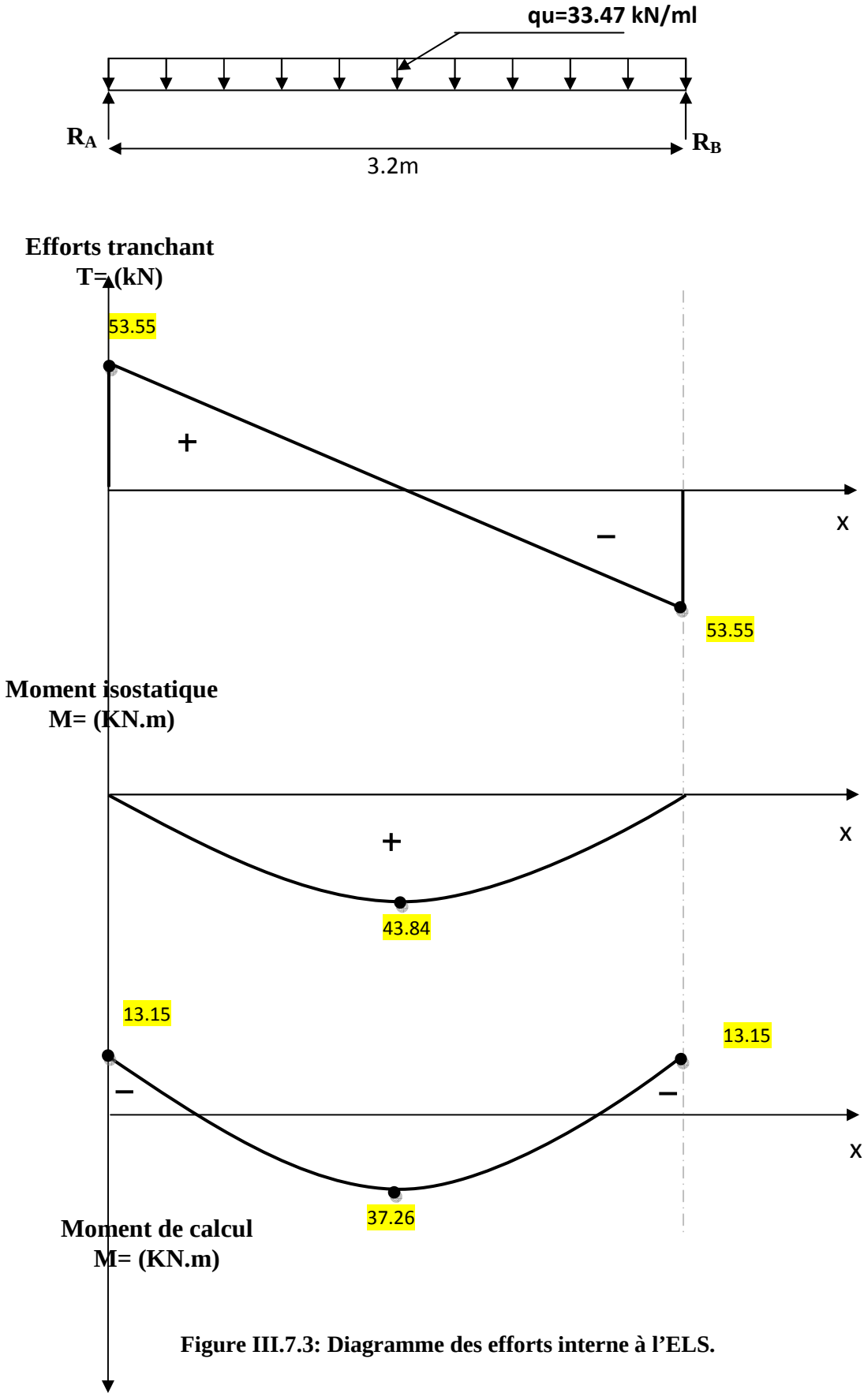


Figure III.7.3: Diagramme des efforts interne à l'ELS.

III.7.6. Vérification à ELS :

a. Vérification des contrainte:

On doit vérifier :

- $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}}$dansl'acier .
- $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$dans le béton .

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}\mathbf{bc} \leq 0.6f_{C28} = 15\text{Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma s}{K1}$ avec : $\boldsymbol{\sigma_s} = \frac{Ms}{A\beta d}$

✓ **Aux appuis : A_{sa}= 4.62cm²**

- **Acier :**

$\rho_1 = \frac{100A_S}{bd} = \frac{100\times4.62}{25\times33} = 0.56$

Par interpolation $\begin{cases}\beta_1=0.889\\ K= 29.88\end{cases}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{13.15\times10^6}{4.62\,X10^2\times0.889\times330} = 97.02\text{ Mpa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ = 97.02 ≤ $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st}}$ = 348 → Condition vérifiée.

- **Béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 3025\ Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ → **Condition vérifiée.**

✓ **En travée : A_{st}= 6.03 cm²**

- **Acier :**

$\rho_1 = \frac{100A_S}{bd} = \frac{100\times4.96}{25\times33} = 0.601$

Par interpolation : $\begin{cases}\beta_1=0.886\\ K= 29.48\end{cases}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{37.26\times10^6}{4.96X10^2\times0.886\times330} = 256.9\text{Mpa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ = 256.9 ≤ $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st}}$ = 348→ Condition vérifiée.

- **Béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 8.948\ Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa$ → **Condition vérifiée.**

b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.4.5.2)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c. Etat limite de déformation:

Les règles de **BAEL (Art B.6.5, 2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_S}{10M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- H=35cm
- L=320 cm
- b= 25 cm
- d= 33 cm
- M_{ts} = 37.26 KN.m (moment en travée à l'ELS)
- M_0 = 43.84 KN.m (moment isostatique à l'ELS)

A= 4.96cm^2(section d'armatures en travée)

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ → 0.109 >0.0625 → **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ → 0.109 > 0.085 → **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ →0.00601≤ 0.011 → **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

III.7.7. Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Les armatures longitudinales :**

- En travée : 3HA 12 + 2HA 10 = 4.96 cm² .
- Aux appuis : 3HA 12 = 4.62 cm² .

❖ **Les armature transversales :**

1 Cadre et 1 étrier en HA8 .

Chapitre IV :

Contreventement .

IV-1 Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

• Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
• Du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
• Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

• Le type de la construction, c.-à-d. l'usage (ex. habitation).
• Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
• La zone sismique (ex. zone IIa).
• La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et
des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
• Un pré-dimensionnement (reste à vérifier) offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

IV-2 La rigidité des portiques :

➢ Calcul des rigidités linéaires:

***Poteau :** $K = \frac{Ipot}{hc}$

Avec :

$H_c = \min(\bar{h} + \frac{1}{2h}\ \text{poteaux} ; h_0).9$

- $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$ (Hauteur entre nus des poteaux)
- H_{pot} : Largeur des poteaux.
- $I_{pot} = \frac{bh^3}{12}$ (Moment d'inertie de l'élément)

***Poutre : K = $\frac{\text{Ipoutre}}{\text{Lc}}$**

Avec :

- L_c = min($\bar{L}$ + $\frac{1}{2}$ poutres ;10).
- $\bar{L}$ = L0 - $e_{poteaux}$ (Longueur entre nus des poutres).
- L_0 : Longueur entre axe des poteaux.
- H_{poutre} : Hauteur des poutres.
- I_{poutre}= $\frac{bh^3}{12}$ (Moment d'inertie de l'élément)

Fig IV.1 : Identification des paramètres.

Les résultats dans les tableaux suivants :

Poteaux :

✓ **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x)** :

Niveau	b(cm)	h(cm)	I(cm^4)	he(cm)	hp(cm)	$\bar{h}$(cm)	e_{pot}(cm)	hc(cm)	K(cm^3)
6	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.455
5	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.455
4	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.455
3	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.104
2	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.104
1	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.104
RDC	45	45	341719	306	35	271	45	293.5	1164.29
S.Sol	45	45	341719	383	35	348	45	370.5	922.318

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

✓ **Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y)** :

Niveau	b(cm)	h(cm)	I(cm^4)	he(cm)	hp(cm)	$\bar{h}$(cm)	epot(cm)	hc(cm)	K(cm^3)
6	35	35	125052	306	40	266	35	283.5	441.1
5	35	35	125052	306	40	266	35	283.5	441.1
4	35	35	125052	306	40	266	35	283.5	441.1
3	40	40	213333	306	40	266	40	286	745.92
2	40	40	213333	306	40	266	40	286	745.92
1	40	40	213333	306	40	266	40	286	745.92
RDC	45	45	341719	306	40	266	45	288.5	1184.467
S.Sol	45	45	341719	383	40	343	45	365.5	934.935

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Poutres :

✓ **Rigidité des poutres suivant les sens (x-x) :**

Niveau	Travée	b (cm)	H (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	H_{poutre} (cm)	Lc (cm)	K_p (cm^3)
4,5,6	A-B	30	35	107187.5	400	35	365	35	382.5	280.23
	B-C	30	35	107187.5	410	35	375	35	392.5	273.09
	C-D	30	35	107187.5	320	35	285	35	302.5	354.34
	D-E	30	35	107187.5	410	35	375	35	392.5	273.09
	E-F	30	35	107187.5	400	35	365	35	382.5	280.23
1,2,3	A-B	30	35	107187.5	400	40	360	35	377.5	283.94
	B-C	30	35	107187.5	410	40	370	35	387.5	276.61
	C-D	30	35	107187.5	320	40	280	35	297.5	360.29
	D-E	30	35	107187.5	410	40	370	35	387.5	276.61
	E-F	30	35	107187.5	400	40	360	35	377.5	283.94
Entre Sol, RDC	A-B	30	35	107187.5	400	45	355	35	372.5	287.75
	B-C	30	35	107187.5	410	45	365	35	382.5	280.23
	C-D	30	35	107187.5	320	45	275	35	292.5	366.45
	D-E	30	35	107187.5	410	45	365	35	382.5	280.23
	E-F	30	35	107187.5	400	45	355	35	372.5	287.75

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X

✓ **Rigidité des poutres suivant les sens (y-y) :**

Niveau	Travée	b (cm)	H (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	H_{poutre} (cm)	Lc (cm)	K_p (cm^3)
4,5,6	A-B	30	40	160000	500	35	465	40	485	329.89
	B-C	30	40	160000	410	35	375	40	395	405.06
	C-D	30	40	160000	252	35	217	40	237	675.1
1,2,3	A-B	30	40	160000	500	40	460	40	480	333.33
	B-C	30	40	160000	410	40	370	40	390	410.25
	C-D	30	40	160000	252	40	212	40	232	689.65
Entre Sol, RDC	A-B	30	40	160000	500	45	455	40	475	336.84
	B-C	30	40	160000	410	45	365	40	385	415.58
	C-D	30	40	160000	252	45	207	40	227	704.84

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens y-y

Portiques :

✓ **Rigidité des portiques suivant le sens (x-x) :**

Niveau	Travée	K_{poutre}	Poteau	K_{Poteau}	k′	aij	E	h_C	Rij x	Rij x
4,5,6ème	A-B	280.23	1	433.455	0.64	0.24	32164,2	288.5	4824.24	24724.23
	B-C	273.09	2	433.455	0.63	0.23	32164,2	288.5	4623.23	
	C-D	354.34	3	433.455	0.82	0.29	32164,2	288.5	5829.29	
	D-E	273.09	4	433.455	0.63	0.23	32164,2	288.5	4623.23	
	E-F	280.23	5	433.455	0.64	0.24	32164,2	288.5	4824.24	
1,2,3ème	A-B	283.94	1	733.104	0.38	0.16	32164,2	291	5346.29	27065.6
	B-C	276.61	2	733.104	0.37	0.15	32164,2	291	5012.15	
	C-D	360.29	3	733.104	0.49	0.19	32164,2	291	6348.72	
	D-E	276.61	4	733.104	0.37	0.15	32164,2	291	5012.15	
	E-F	283.94	5	733.104	0.38	0.16	32164,2	291	5346.29	
RDC	A-B	287.75	1	1164.29	0.25	0.11	32164,2	293.5	5738.408	28692.04
	B-C	280.23	2	1164.29	0.24	0.10	32164,2	293.5	5216.735	
	C-D	366.45	3	1164.29	0.31	0.13	32164,2	293.5	6781.756	
	D-E	280.23	4	1164.29	0.24	0.10	32164,2	293.5	5216.735	
	E-F	287.75	5	1164.29	0.25	0.11	32164,2	293.5	5738.408	
Sous-Sol	A-B	287.75	1	922.318	0.31	0.13	32164,2	370.5	3371.334	17634.67
	B-C	280.23	2	922.318	0.30	0.13	32164,2	370.5	3371.334	
	C-D	366.45	3	922.318	0.39	0.16	32164,2	370.5	4149.334	
	D-E	280.23	4	922.318	0.30	0.13	32164,2	370.5	3371.334	
	E-F	287.75	5	922.318	0.31	0.13	32164,2	370.5	3371.334	

Tableau IV.5 : Rigidités relative des portiques dans le sens X-X

✓ **Rigidité des portiques suivant le sens (y-y) :**

Niveau	Travée	K_{poutre}	Poteau	K_{Poteau}	k′	aij	E	h_C	Rij x	Rij x
4,5,6éme	A-B	329.89	1	441.1	0.74	0.27	321642	283.5	5719.38	21394.73
	B-C	405.06	2	441.1	0.91	0.31	321642	283.5	6566.70	
	C-D	675.1	3	441.1	1.53	0.43	321642	283.5	9108.65	
1,2,3éme	A-B	333.33	1	745.92	0.44	0.18	321642	286	6335.58	24638.368
	B-C	410.25	2	745.92	0.55	0.21	321642	286	7391.51	
	C-D	689.65	3	745.92	0.92	0.31	321642	286	10911.2	
RDC	A-B	336.84	1	1184.467	0.28	0.12	321642	365.5	3241.47	13236.00
	B-C	415.58	2	1184.467	0.35	0.14	321642	365.5	3781.71	
	C-D	704.84	3	1184.467	0.59	0.23	321642	365.5	6212.82	
Sous-Sol	A-B	336.84	1	934.935	0.36	0.15	321642	365.5	4051.84	16207.36
	B-C	415.58	2	934.935	0.44	0.18	321642	365.5	4862.21	
	C-D	704.84	3	934.935	0.75	0.27	321642	365.5	7293.31	

Tableau IV.6: Rigidité relative des portiques dans le sens y-y

IV-3 Calcul des inerties des voiles :

IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous N'aurons donc à calculer que les refends pleins.

IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :

a. Les refends longitudinaux:

$I_y = \frac{l^3 \times e}{12}$; $I_x = \frac{l \times e^3}{12}$ <<<< I_y ⇨ On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Les refends transversaux:

$I_x = \frac{l^3 \times e}{12}$; $I_y = \frac{l \times e^3}{12}$ <<<< I_x ⇨ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

Fig IV-2 : refend (longitudinal et transversal)

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnes dans les tableaux ci-dessous:

- **Sens transversal :**

Calcul de l'inertie des voiles sens transversal y-y:

Voile	L(m)	e(m)	Ix (m^4)	Sommes(m^4)
VL1	2.5	0.20	0.260	2.277
VL2	2.5	0.20	0.260	
VL3	3.75	0.20	0.879	
VL4	3.75	0.20	0.879	

Tableau IV 7 : les inerties des voiles sens transversal.

- **Sens longitudinal :**

Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal x-x :

Voile	L(m)	e(m)	Ix (m^4)	ommes(m^4)
VT1	3.8	0.25	1.143	2.366
VT2	3.8	0.25	1.143	
VT3	1	0.25	0.02	
VT4	1	0.25	0.02	
VT5	1	0.25	0.02	
VT6	1	0.25	0.02	

Tableau IV 8 : les inerties des voiles sens longitudinale.

42- Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1) tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refond à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES **(approximation successive)**.

IV-4-1 Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m4, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-4-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m**^{4}, soumis au même système de Forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la Méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit : $f_i = \frac{\Sigma\, Si\, di}{EI}$

Avec :

- S_i **:** Surface du trapèze
- d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(bi+1+bi)hi}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base: $d_i = \frac{hi(2bi+bi+1)}{3(bi+bi+1)}$

Figure IV.3: Diagramme des moments des aires

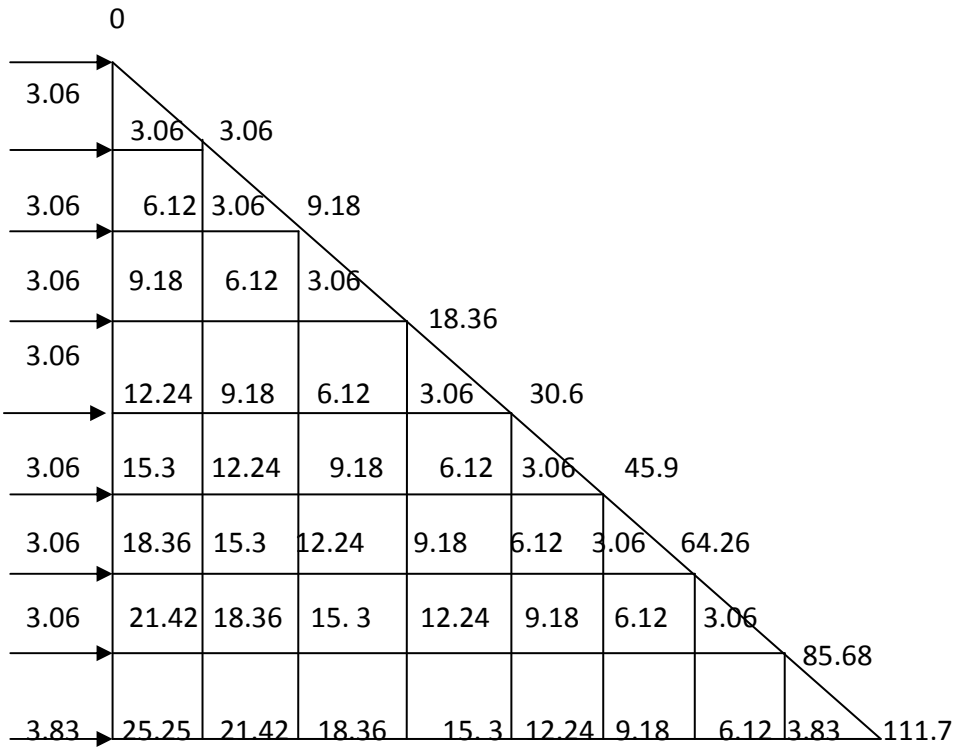


Fig IV-4:Diagramme des moments des aires.b

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » a partir du diagramme des moments :

Niveau	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m^2)	d_i (m)	$S_i \times d_i$ (m^3)	$\sum S_i \times d_i = EIfi$
6	3.06	3.06	0	4.682	2.04	9.55	19148.28
5	3.06	9.18	3.06	18.727	1.785	33.43	15990.74
4	3.06	18.36	9.18	42.136	1.7	71.63	12866.63
3	3.06	30.6	18.36	74.909	1.658	124.2	9833.249
2	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01	6976.523
1	3.06	64.26	45.9	168.55	1,615	272.21	4411.13
RDC	3.06	85.68	64.26	229,408	1.603	367,74	2280.31
S-Sol	3.83	111.7	85.68	377.98	2	755.96	755.96

Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Calcul de la flèche :

$$f1=\frac{S1\times d1}{EI}=\frac{377.98\times 2}{EI}=\frac{755.96}{EI}$$

$$f2=\frac{S2\times d2+S1(d1+h2)}{EI}=\frac{229.408\times 1.603+377.98(2+3.06)}{EI}=\frac{2280.31}{EI}$$

$$f3= \frac{S3\times d3+ S2(d2+h3)+S1(d1+h2+h3)}{EI} = \frac{4411.13}{EI}$$

$$f4= \frac{S4\times d4+S3(d3+h4)+S2(d2+h3+h4)+S1(d1+h2+h3+h4)}{EI} = \frac{6976.523}{EI}$$

$$f5= \frac{S5\times d5+S4(d4+h5)+S3(d3+h4+h5)+S2(d2+h3+h4+h5)+S1(d1+h2+h3+h4+h5)}{EI} = \frac{9833.249}{EI}$$

$$f_6 = \frac{S6\times d6+S5(d5+h6)+S4(d4+h5+h6)+S3(d3+h4+h5+h6)+S2(d2+h3+h4+h5+h6)+S1(d1+h2+h3+h4+h5+h6)}{EI} = \frac{12866.63}{EI}$$

$$f_7= \frac{S7\times d7+S6(d6+h7)+S5(d5+2h7)+S4(d4+3h7)+S3(d3+4h7)+S2(d2+5h7)+S1(d1+6h7)}{EI}$$

$$= \frac{15990.74}{EI}$$

$$F_8= \frac{S8\times d8+S7(d7+h8)+S6(d6+2h8)+S5(d5+3h8)+S4(d4+4h8)+S3(d3+5h8)+S2(d2+6h8)+S1(d1+7h8)}{EI} = \frac{19148.28}{EI}$$

IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :

a. Le déplacement de chaque niveau :

$$\mathbf{E\,\Delta_n = E\,\Psi_n \times h_e}$$

Avec : $\mathbf{E\,\Psi_n = \frac{Mn}{12\times \Sigma Kpn} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}}$

- he: Hauteur d'étage.
- Mn: Moment d'étage: Mn = Tn x he
- Tn: Effort tranchant au niveau « n ».
- E$\boldsymbol{\theta}$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants **:** $E\theta_n = \frac{Mn + M_{n+1}}{24\,\Sigma K_{tn}}$

- Pour les poteaux encastrés à la base **:** $E\theta_n = \frac{M1 + M_2}{24\,\Sigma K_{tn} + 2\Sigma K_{pn}}$

- Pour les poteaux articulés à la base **:** $E\theta_n = \frac{2M1 + M_2}{24\,\Sigma K_{tn}}$

Inertie fictive :

$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta n}$; Avec : $D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$

- Ien : Inertie fictive du portique au niveau i.
- Fn : flèche du refend au même niveau i.
- Dn : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).
- **Δ**n : déplacement du portique au niveau i
- **Σ**Ktn : Somme des raideurs des poutres du niveau n. $Ktn = \frac{I_{tn}}{h}$
- **Σ**Kpn : Somme des raideurs des poteaux du niveau n. $Kpn = \frac{I_{pn}}{h}$
- E : module de Young

✓ Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Niv	Portique	Mn	M_{n+1}	ΣKpn. 10^{-5}	ΣKtn. 10^{-5}	Eθn.	EΨn(10^{1})	EΔn	ΣEΔn	EIfi	I
6	A-B	3.06	0	433.455	280.23	45.49834065	81.57880629	2496.311472	17072.36264	19148.28	1.12
	B-C	3.06	0	433.455	273.09	46.68790509	82.17358884	2514.511819			
	C-D	3.06	0	433.455	354.34	35.98238980	76.82083529	2350.71756			
	D-E	3.06	0	433.455	273.09	46.68790509	82.17358884	2514.511819			
	E-F	3.06	0	433.455	280.23	45.49834065	81.57880629	2496.311472			
5	A-B	6.12	3.06	433.455	280.23	136.4950219	208.6557726	6384.866642	31487.55146	15990.74	0.5
	B-C	6.12	3.06	433.455	273.09	140.0637153	211.0347226	6457.66182			
	C-D	6.12	3.06	433.455	354.34	107.9471694	189.6240073	5802.494623			
	D-E	6.12	3.06	433.455	273.09	140.0637153	211.0347226	6457.66182			
	E-F	6.12	3.06	433.455	280.23	136.4950219	208.6557726	6384.866642			
4	A-B	9.18	6.12	433.455	280.23	227.4917032	358.4819089	10969.546	55058.807	12866.63	0.235
	B-C	9.18	6.12	433.455	273.09	268.8852335	380.9629089	11657.464			
	C-D	9.18	6.12	433.455	354.34	179.911949	320.4179936	9804.787			
	D-E	9.18	6.12	433.455	273.09	268.8852335	380.9629089	11657.464			

	E-F	9.18	6.12	433.455	280.23	227.4917032	358.4819089	10969.546			
3	A-B	12.24	9.18	733.104	283.94	314.3269705	410.0429202	12547.224	62510.861	9833.249	0.16
	B-C	12.24	9.18	733.104	276.61	322.6564477	434.9051441	13308.096			
	C-D	12.24	9.18	733.104	360.29	247.7171168	352.9484786	10800.221			
	D-E	12.24	9.18	733.104	276.61	322.6564477	434.9051441	13308.096			
	E-F	12.24	9.18	733.104	283.94	314.3269705	410.0429202	12547.224			
2	A-B	15.3	12.24	733.104	283.94	404.1346763	533.1488232	16314.35328	79824.812	6976.523	0.09
	B-C	15.3	12.24	733.104	276.61	414.8440042	542.668226	16605.64692			
	C-D	15.3	12.24	733.104	360.29	318.4934358	457.0232763	13984.812			
	D-E	15.3	12.24	733.104	276.61	414.8440042	542.668226	16605.64692			
	E-F	15.3	12.24	733.104	283.94	404.1346763	533.1488232	16314.35328			
1	A-B	18.36	15.3	733.104	283.94	493.9423822	657.7396303	20126.831	98450.615	4411.13	0.042
	B-C	18.36	15.3	733.104	276.61	507.0315607	669.6391303	20490.9534			
	C-D	18.36	15.3	733.104	360.29	389.2697549	562.5832257	17215.046			
	D-E	18.36	15.3	733.104	276.61	507.0315607	669.6391303	20490.9534			
	E-F	18.36	15.3	733.104	283.94	493.9423822	657.7396303	20126.831			
RDC	A-B	21.42	18.36	1164.29	287.75	576.0208514	657.7396303	20126.83176	140297.0954	2280.31	0.02
	B-C	21.42	18.36	1164.29	280.23	591.4784284	657.7396303	20126.83176			
	C-D	21.42	18.36	1164.29	366.45	452.3127302	1953.914066	59789.7684			
	D-E	21.42	18.36	1164.29	280.23	576.0208514	657.7396303	20126.83176			
	E-F	21.42	18.36	1164.29	287.75	591.4784284	657.7396303	20126.83176			
S.Sol	A-B	25.25	21.42	922.318	287.75	675.7891688	854.0435415	32709.86605	159687.06	755.96	0.005
	B-C	25.25	21.42	922.318	280.23	693.9240374	870.840 19	33353.17928			
	C-D	25.25	21.42	922.318	366.45	530.6544767	719.6221955	27561.52643			
	D-E	25.25	21.42	922.318	280.23	675.7891688	870.840 19	33353.17928			
	E-F	25.25	21.42	922.318	287.75	693.9240374	854.0435415	32709.86605			

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niv	portique	Mn	M_{n+1}	□Kpn. 10^{-5}	□Ktn. 10^{-5}	Eθn	EΨn.10^{1}	$E\Delta_n$	□$E\Delta_n$	EIfi	I	□I
6	A-B	3.06	0	441.1	329.89	38.64924672	77.1346204	2360.319384	6668.843752	19148.28	2.87	8.61
	B-C	3.06	0	441.1	405.06	31.47681825	73.54842953	2250.581944				
	C-D	3.06	0	441.1	675.1	18.88609095	67.2530204	2057.942424				
5	A-B	6.12	3.06	441.1	329.89	115.9477402	192.9185342	5903.306125	16061.45705	15990.74	0.99	2.97
	B-C	6.12	3.06	441.1	405.06	94.43045475	178.5735408	5464.350348				
	C-D	6.12	3.06	441.1	675.1	56.65827285	153.3921758	4693.800579				
4	A-B	9.18	6.12	441.1	329.89	192.4884052	327.6479112	10026.02608	26789.24821	1286 6.63	0.48	1.44
	B-C	9.18	6.12	441.1	405.06	156.7668987	299.0285062	9150.272295				
	C-D	9.18	6.12	441.1	675.1	94.06013924	248.7892102	7612.949832				
3	A-B	12.24	9.18	745.92	333.33	267.7526775	366.8643893	11226.05031	28740.96163	9833.249	0.26	0.78
	B-C	12.24	9.18	745.92	410.25	217.5502742	323.9023361	9911.411485				
	C-D	12.24	9.18	745.92	689.65	129.4134706	248.4803867	7603.499833				
2	A-B	15.3	12.24	745.92	333.33	344.2534425	476.9320709	14594.12137	37188.83475	6976.523	0.187	0.56
	B-C	15.3	12.24	745.92	410.25	279.7074954	419.5583584	12838.48577			0.187	
	C-D	15.3	12.24	745.92	689.65	166.3887479	318.8309677	9756.227612			0.187	
1	A-B	18.36	15.3	745.92	333.33	420.7542075	587.6196501	17981.16129	45701.52236	4411.13	0.096	0.288
	B-C	18.36	15.3	745.92	410.25	341.8647166	515.9019361	15786.59924			0.096	
	C-D	18.36	15.3	745.92	689.65	203.3640252	389.9922167	11933.76183			0.096	
RDC	A-B	21.42	18.36	1184.467	336.84	492.073388	607.113794	18577.6821	45842.73846	2280.31	0.05	0.15
	B-C	21.42	18.36	1184.467	415.58	398.8401752	521.0524376	15944.20459			0.05	
	C-D	21.42	18.36	1184.467	704.84	235.1597526	369.9624763	11320.85177			0.05	
S.Sol	A-B	25.25	21.42	934.935	336.84	577.3017852	759.7475866	29098.33257	72725.89649	755.96	0.01	0.03
	B-C	25.25	21.42	934.935	415.58	468.0157852	658.4878522	25220.08474			0.01	
	C-D	25.25	21.42	934.935	704.84	275.9463141	480.6130334	18407.47918			0.01	

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

- ✓ **Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :**

	sous sol	RDC	1	2	3	4	5	6	Moyenne
Sens longitudinale	5.65	2.55	1.175	0.8	0.45	021	0.1	0.025	1.37
Sens Transversale	8.61	2.97	1.44	0.78	0.56	0.285	0.15	0.03	1.85

Tableau IV 12 : Inertie fictive des portiques

Résumé :

- ✓ Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	I_{moy} voile	I_{moy} portique	I_{total}	Voile %	Portique %
longitudinal	2.366	1.37	3.736	63.33	36.67
Transversal	2.277	1.85	4.127	55.18	44.82

Tableau IV.13 : Pourcentage des inerties

Sens Longitudinal :

Fig IV.5 : Pourcentage des inerties selon le sens longitudinal

Sens transversal :

Fig IV.6 : Pourcentage des inerties selon le sens transversal

Conclusion :

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est assure par des voiles porteurs.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc :

Dans ce cas de système de contreventement, la valeur du coefficient de comportement est égale à 3.5.

Chapitre V :

Modélisation .

V.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3. Description d'ETABS :

L'**ETABS** (**E**XTENDED **T**HREE **D**IMENSIONS **A**NALYSIS OF **B**UILDING **S**YSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETAB Soffre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les

modes propre de vibration etc.

- ## Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1- Introduction de la géométrie du modèle.

2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).

4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

5- Définition des charges statiques (G, Q).

6- Définition de la charge sismique E.

7- Introduction des combinaisons d'actions.

8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.

9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➢ Première étape :

- consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Figure V.1 :Spécification de la géométrie de la structure

- Choix des unités : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

Figure V.2 : Système d'unités.:

- Géométrie de base : On clique sur :

  File → new model → NO

  Cette opération permet d'introduire :

Remarque :

- **« Choose. edb »** : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- **« Default. edb »** : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« No »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x : 6
- Le nombre de portique suivant y-y : 8
- Nombre des étages : 8Niveaux.

En cliquant sur la case **Default.edb**, la fenêtre de dialogue apparaitra.

Figure V.3 : Géométrie de base.

- Pour modifié les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data**

Puis**Edit Story Data.**

On introduit les hauteurs des étages →**OK**→ **OK**

Figure V.4 : Modification des longueurs des trames.

- Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

Figure V.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D.

- **Deuxième étape :**

La définition des propriétés mécaniques des matériaux (l'acier, béton et other)

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **Conc e**t on clique sur **Modify/show material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Figure V.6 :Définir les propriétés mécaniques des matériaux.

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

- **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affection des poteaux, dalle pleine, voile...) Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien

Figure : V 7 Définition des sections

Figure V.8: Introduction des propriétés mécanique des poutres .

- Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien directement sur l'icône →Icône **properties** on sélection tout et on clique sur **delete property.**

Figure V.9: Affecter les sections des poteaux.

- Icône **clik to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

Introduire les dimensions du poteau choisir le béton et la couleur→ **Reinforcement** Un clic sur **colum** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025→ ok→ ok**

Figure V.10 : Introduction des propriétés mécanique des poteaux.

❖ Définition des voiles et dalle plaine et planchers :

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

Define → **Wall/slab/deck section → Add New Wall**

On spécifie le nom et l'épaisseur des corps creux :

Figure V.11 : Introduction des dimensions des corps creux.

On spécifie le nom et l'épaisseur la dalle pleine :

Define → **Wall/slab/deck section → Add New Slab**

Figure V.12 : Introduction des dimensions des dalles plaines.

On spécifie aussi le nom et l'épaisseur des voiles :

Define → Wall/slab/deck section→Add New Wall.

Figure V.13 : Introduction des dimensions des voiles.

❖ **Quatrième étape :**

- **définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :**

⇒ **Charges G et Q :**

La structure est soumise à des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation

(Q), pour les définir

⇒ **Charges permanente :**

- ✓ **Load Name** (Nom de la charge): **G**
- ✓ **Type** : **DEAD** (permanente).
- ✓ **Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : **1**

⇒ **Surcharge d'exploitation :**

- ✓ **Load Name** (Nom de la charge): **Q**
- ✓ **Type: LIVE** (exploitation).
- ✓ **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **0**
  - **Define → Static load cases**
  - **Dead →Modify load** →écrire**G=1**
  - **Live → Modify load** →écrire**Q=0**

Figure V.14: Définition des charges d'exploitations G et Q.

- ## Charge dynamique (EX et EY) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T.**

⇒ **<u>Données à introduire dans le logiciel :</u>**

- Coefficient d'accélération de zone **(A) :** (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A= 0.120**
- Coefficient comportement de la structure **(R) : on prend R=3.5**
- Facteur de qualité **(Q) : Q =1+Σpq =1.10**
- Coefficient d'amortissement(%) **= 10%** (structure en voiles).

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99.**

Figure V.15 : Introduction de RP

Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

- **Define →Reponses spectrum cases →Add New Spectrum**

Figure V.16 :Définition du chargement EX et EY (séisme).

❖ **Seizième étape :**

❖ **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS :G + Q

- **Combinaisons selon le RPA :**

G + Q + Ex

G + Q - Ex

G + Q + Ey

G + Q – Ey

0.8G + Ex

0.8G - Ex

0.8G + Ey

0.8G – Ey

- **Combinaisons de poids :**

W = G + 0.2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo→ Choisir le nom → définir le coefficient.

Figure V.17: Introduction des combinaisons d'actions.

❖ **Septièmes étape :** La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme : elle nous permit l'étude dynamique d'une manière automatique . dont cette masse égale :

W plancher = G plancher + β Qplancher

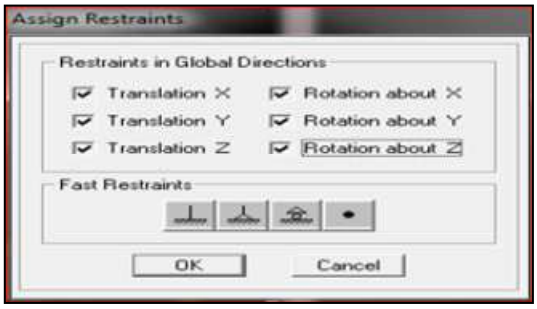
Define → masse source

❖ **Huitième étape :**

Cette étape consiste à spécifie les condition aux limites pour les structures à modéliser .

- **Appuis :**

On sélection les nœuds à la base : **Assing → joint/point → restraits**



- **Les diaphrames :**

  Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphrame pour chaque plancher . : **Assing → joint/point → Diaphrame → Add New Diaphram.**

On fait la même chose pour les autres étages :

- **Analyse de la structure**

  Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok

  Écrire le nombre de modes :

Figure IV.18 : Introduction de nombre de mode.

❖ **Neuvième étapes :**

Analyse dynamique ; : **Analyze → set Analysis options .**

❖ **D'ixièmes étapes :**

On va visualiser les différents résultats.

- **Déformation de la structure** : **Show Deformed Shepe** → on sélectionne l'une des combinaison de charge introduites .
- **Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher **Display → show Member Forces/Stresses Diagramme**
- **Déplacement :** on sélectionne tout le plancher du niveau considéré **: Show Tables → Displacement .**
- **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :Show Tables → Base Reactions → Select Cases/Comb → E**

Figure **V.19** : Vue en 3D de la structure

Chapitre VI :

Vérification .

VI .1. Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacement relatifs.
- Déplacement maximale de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

VI .2. Vérification de la période fondamental (RPA99/ 2003 Art 4.2.4):

1. Calcul de la période empirique :

$$\mathbf{T= C_T x (h_N)^{3/4}}$$

- $\mathbf{h_N}$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $\mathbf{C_T}$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).
- **D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\mathbf{T_1} = 0.05x(27.4)^{3/4} = \mathbf{0.59\ s}$$

2. Calcul de la période empirique majorée :

$$\mathbf{T_{maj}} = T+30\%T = 0.77$$

3. Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display →show tables ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.739789	53.8489	0.3003	0.0000	53.8489	0.3003	0.0000	0.4276
2	0.609357	1.4228	66.9266	0.0000	55.2717	67.2269	0.0000	94.6312
3	0.526371	14.9539	2.2598	0.0000	70.2255	69.4868	0.0000	3.1277
4	0.186531	12.6607	0.0177	0.0000	82.8862	69.5044	0.0000	0.0023
5	0.138448	0.0704	19.3430	0.0000	82.9567	88.8474	0.0000	1.4972
6	0.123978	4.7345	0.0790	0.0000	87.6911	88.9264	0.0000	0.0027
7	0.083459	4.7258	0.0020	0.0000	92.4169	88.9285	0.0000	0.0001
8	0.059961	0.0036	6.4321	0.0000	92.4205	95.3605	0.0000	0.2488
9	0.055235	0.9855	0.0018	0.0000	93.4060	95.3623	0.0000	0.0001
10	0.049894	2.7772	0.0005	0.0000	96.1832	95.3627	0.0000	0.0000
11	0.035862	0.0003	2.7059	0.0000	96.1835	98.0686	0.0000	0.0427
12	0.034811	0.7062	0.0002	0.0000	96.8897	98.0688	0.0000	0.0000

Figure VI.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS.

✓ Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée T= 0.59 s
- La période majorée T_{maj}=0.77 s
- La période ETABS Tetabs= 0.739 s

→ On remarque que : T < Tetabs < T_{maj}

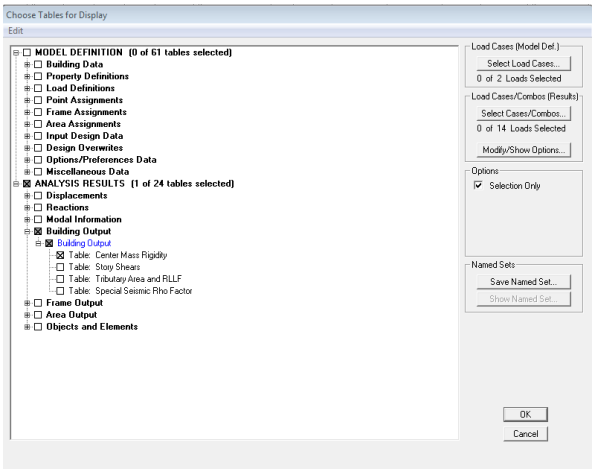
On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). → **La période est vérifiée.**

VI .3. Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 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 et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display → show tables**

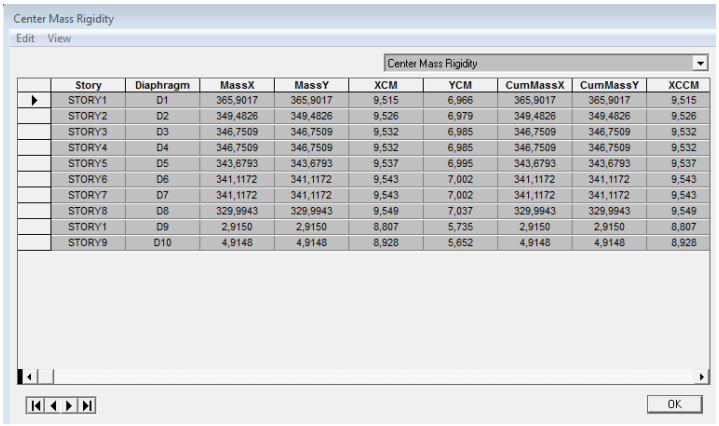


ANALYSIS RESULTS → building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos…→ OK → Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY1	D1	365,9017	365,9017	9,515	6,966	365,9017	365,9017	9,515
STORY2	D2	349,4826	349,4826	9,526	6,979	349,4826	349,4826	9,526
STORY3	D3	346,7509	346,7509	9,532	6,985	346,7509	346,7509	9,532
STORY4	D4	346,7509	346,7509	9,532	6,985	346,7509	346,7509	9,532
STORY5	D5	343,6793	343,6793	9,537	6,995	343,6793	343,6793	9,537
STORY6	D6	341,1172	341,1172	9,543	7,002	341,1172	341,1172	9,543
STORY7	D7	341,1172	341,1172	9,543	7,002	341,1172	341,1172	9,543
STORY8	D8	329,9943	329,9943	9,549	7,037	329,9943	329,9943	9,549
STORY1	D9	2,9150	2,9150	8,807	5,735	2,9150	2,9150	8,807
STORY9	D10	4,9148	4,9148	8,928	5,652	4,9148	4,9148	8,928

Tableau VI.2: Vérification de l'excentricité.

On relève les valeurs des coordonnés des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
s.sol	9.515	6.966	9.475	9.757	0.04	-2.791
RDC	9.526	6.979	9.398	9.908	0.128	-2.929
1ET	9.532	6.985	9.327	9.747	0.205	-2.762
2ET	9.532	6.985	9.263	9.572	0.269	-2.587
3ET	9.537	6.995	9.206	9.398	0.331	-2.403
4ET	9.543	7.002	9.160	9.241	0.383	-2.239
5ET	9.543	7.002	9.123	9.109	0.434	-2.107
6ET	9.549	7.037	9.100	9.021	0.522	-1.984
5ET	8.807	5.735	8.933	5.114	-0.126	0.621
6ET	8.928	5.652	8.948	5.951	-0.02	-0.299

Tableau VI.1 : calcule les écartement.

ex =|XCM − XCR| ey =|YCM − YCR|

❖ **Comparaison des résultats :**

- **Sens longitudinal :**

5%Lx ≥ ex→0.05×19.70 = 0.98 > 0.434…..condition vérifiée

- **Sens transversal :**

5%Ly ≥ ey→ 0.05×13.29 = 0.66 > 0.621 ….....condition vérifiée

❖ **Justification de la régularité en plan :**

ex=0.434 m < 15%Lx = 0.434 < 2.95m ⇒ **condition vérifiée**

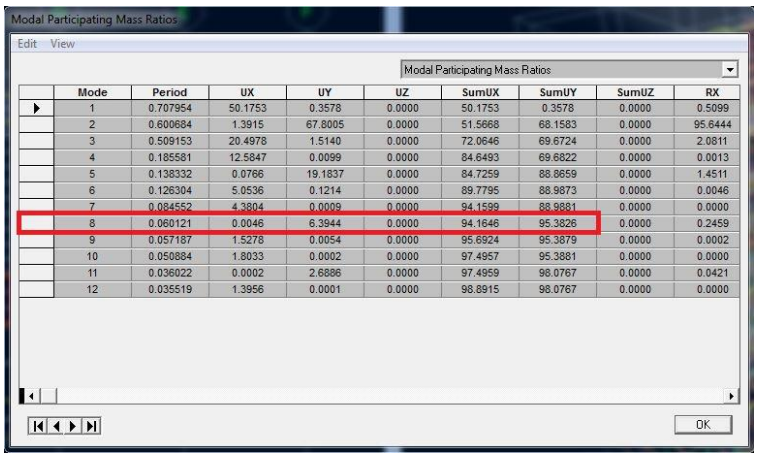
ey=0.621 m < 15%Ly = 0.621 < 1.99 m ⇒ **condition vérifiée**

VI .4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Display → show tables → Modal information Building → Modal information → Table: Modal participation Rations.



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.707954	50.1753	0.3578	0.0000	50.1753	0.3578	0.0000	0.5099
2	0.600684	1.3915	67.8005	0.0000	51.5668	68.1583	0.0000	95.6444
3	0.509153	20.4978	1.5140	0.0000	72.0646	69.6724	0.0000	2.0811
4	0.185581	12.5847	0.0099	0.0000	84.6493	69.6822	0.0000	0.0013
5	0.138332	0.0766	19.1837	0.0000	84.7259	88.8659	0.0000	1.4511
6	0.126304	5.0536	0.1214	0.0000	89.7795	88.9873	0.0000	0.0046
7	0.084552	4.3804	0.0009	0.0000	94.1599	88.9881	0.0000	0.0000
8	0.060121	0.0046	6.3944	0.0000	94.1646	95.3826	0.0000	0.2459
9	0.057187	1.5278	0.0054	0.0000	95.6924	95.3879	0.0000	0.0002
10	0.050884	1.8033	0.0002	0.0000	97.4957	95.3881	0.0000	0.0000
11	0.036022	0.0002	2.6886	0.0000	97.4959	98.0767	0.0000	0.0421
12	0.035519	1.3956	0.0001	0.0000	98.8915	98.0767	0.0000	0.0000

La condition du RPA se vérifié au **8^{éme}** mode → **condition vérifiée**

La somme des masses modales dans le 8ème mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

Les 3 premiers modes sont vérifiés :
- Mode 1 : translation suivant X-X.
- Mode 2 : translation suivant Y-Y.
- Mode 3 : translation suivant Z-Z.

VI .5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99).

$$\mathbf{V_{base}(MSM) \geq 0.8 \times V_{base}(MSE)}$$

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a. V_{base} Méthode statique modale (MSM) :

Display → Show tables → Select Cases /Combos → Ex spectra+ok

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY9	POIDS	Bottom	78.84	0.00	0.00	0.000	444.138	-703.8
STORY8	POIDS	Top	3039.75	0.00	0.00	0.000	21210.792	-29101.
STORY8	POIDS	Bottom	3724.19	0.00	0.00	0.000	25979.918	-35513.
STORY7	POIDS	Top	6496.45	0.00	0.00	0.000	45363.237	-62085.
STORY7	POIDS	Bottom	7180.89	0.00	0.00	0.000	50132.363	-68497.
STORY6	POIDS	Top	9953.14	0.00	0.00	0.000	69515.682	-95069.
STORY6	POIDS	Bottom	10637.58	0.00	0.00	0.000	74284.808	-101482.
STORY5	POIDS	Top	13409.84	0.00	0.00	0.000	93668.126	-128053.
STORY5	POIDS	Bottom	14154.52	0.00	0.00	0.000	98795.646	-135001.
STORY4	POIDS	Top	16926.78	0.00	0.00	0.000	118178.964	-161573.
STORY4	POIDS	Bottom	17671.46	0.00	0.00	0.000	123306.483	-168521.
STORY3	POIDS	Top	20443.72	0.00	0.00	0.000	142689.802	-195093.
STORY3	POIDS	Bottom	21188.40	0.00	0.00	0.000	147817.321	-202041.
STORY2	POIDS	Top	23958.30	0.00	0.00	0.000	167191.972	-228589.
STORY2	POIDS	Bottom	24771.27	0.00	0.00	0.000	172725.670	-236145.
STORY1	POIDS	Top	27544.90	0.00	0.00	0.000	192109.306	-262716.
STORY1	POIDS	Bottom	28618.57	0.00	0.00	0.000	199273.592	-272720.

b. Méthode statique équivalente : (V_{base}.MSE) :

D'après RPA99 la force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

Selon la formule :

$$V_{base}\,(MSE) = \frac{A\ X\ D\ X\ Q}{R}\ W_t$$

- **A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99)**

Pour notre cas on a :

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

} **A=0.15** (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

- **D : Facteur d'implification dynamique de la structure.**

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement Ɛ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculée par l'une des trois (03) équations :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ D = 2.5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le \\ 2.5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

- **T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.**

  (S_3) = 0.5 s

Dans notre cas : **T_2 = 0.5s < T_{etabs}= 0.80s < 3s donc : D=2.5η (T_2/ T) $^{2/3}$**

Avec : **η:** le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \ge 0.7$$

- (ε%) **:** est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du

type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99).

Dans notre cas **ε = 10 %**

Type de Remplissage	Portiques		Voiles ou Murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.2 : type de remplissage .

$\eta = 0.76 \geq 0.7$

Alors : $D=2.5\times\eta\times\left(\frac{T2}{T\ structure}\right)^{2/3}$ **=1.58**

- **Q : facteur de qualité :**

Dépend de la qualité du système structural (régularité en plan ; régularité en élévation ; contrôle de la qualité des matériaux…)

La valeur de **Q** est déterminée par la formule donnée par le **RPA :**

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$ **Q = 1.15**

- **Coefficient de comportement global de la structure « R3 » :**

Le coefficient **« R »** est donné par le tableau (**4.3.RPA99/version 2003**) en fonction du système de contreventement, dans notre cas **R=3.5**

- **W_t= poids de la structure donné par logiciel ETABS ;**

W_t = 28618.6 KN.

Donc : $V = \frac{0.2\ X\ 1.58\ X\ 1.15}{3.5}$ X 28618.6 = 2971.4 KN

❖ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Donc : $\begin{cases} \mathbf{V_{base\ MSE} = 0.05 \times 28618.60 = 1430.93\ KN} \\ \mathbf{0.8 \times V_{base\ MSE} = 2080\ KN} \end{cases}$

Vérification :

$\begin{cases} \mathbf{Vx_{(MSM)} = 2606.4 \geq 80\%\ V_{base.\ MSE} = 2080\ KN} \rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée} \\ \mathbf{Vy_{(MSM)} = 2610.4 \geq 80\%\ V_{base.\ MSE} = 2080\ KN} \rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée} \end{cases}$

VI .6. Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99(Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure est calculé comme suit :

$$\begin{cases} \Delta X - X = |\ \delta_k - \delta_{k-1}\ | \leq 1\%\ h_k \\ \Delta Y - Y = |\ \delta_k - \delta_{k-1}\ | \leq 1\%\ h_k \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} h_k : \text{Hauteur d'étage k} \\ \delta_k : \text{Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion)} \end{cases}$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

STORY 8	Sens x-x : (U_1)					Sens y-y : (U_2)					
	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	$\lvert \delta_k - \delta_{k-1} \rvert$ [m]	1 %h_k [m]	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	$\lvert \delta_k - \delta_{k-1} \rvert$ [m]	1 %h_k [m]	Observations
Story8	0,0179	3.5	0.0626	0.0101	3.06	0.0159	3.5	0.0556	0.0045	3.06	cv
Story7	0,015	3.5	0.0525	0.0053	3.06	0.0146	3.5	0.0511	0.0077	3.06	cv
Story6	0,013	3.5	0.455	-0.4025	3.06	0.0124	3.5	0.0434	0.0081	3.06	cv
Story 5	0.0109	3.5	0.0381	0.008	3.06	0.0101	3.5	0.0353	0.0077	3.06	cv
Story4	0,0086	3.5	0.0301	0.0077	3.06	0.0079	3.5	0.0276	0.0077	3.06	cv
Story3	0,0064	3.5	0.0224	0.0077	3.06	0.0057	3.5	0.0199	0.007	3.06	cv
Story2	0,0042	3.5	0.0147	0.0066	3.06	0.0037	3.5	0.0129	0.0059	3.06	cv
Story1	0,0023	3.5	0.0081	0.0053	3.83	0.002	3.5	0.007	0.0046	3.83	cv

Tableau VI.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

VI .7. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ**)** peuvent etre négligés dans le cas des batiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_k = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1\ \%}$$

Avec :
- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au –dessus du niveau k.
- Δ_k : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effet tranchant d'étage considéré au niveau k.

D'où :
- $\theta_k \leq 0,1$ → L'effet P-Δ peut être négligé
- $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ → Amplifiant les effet de l'action sismique par $1/(1-\theta_k)$

Tableau récapitulatifs de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ) :

			Sense X-X			Sense Y-Y			
Story	**H_k**	**P_k**	**Δ_k**	**V_K**	**θt**	**Δ_k**	**V_k**	**θt**	**Observation**
Story8	**3.06**	**3724.19**	**0.0101**	**461.16**	**0.005**	**0.0045**	**613.77**	**0.0089**	**c.v**
Story7	**3.06**	**7180.97**	**0.0053**	**804.16**	**0.003**	**0.0077**	**1049.47**	**0.0172**	**c.v**
Story6	**3.06**	**10637.75**	**-0.4025**	**1074.29**	**-0.144**	**0.0081**	**1384.47**	**0.0203**	**c.v**
Story5	**3.06**	**14154.77**	**0.008**	**1291.63**	**0.004**	**0.0077**	**1654.67**	**0.0215**	**c.v**
Story4	**3.06**	**17671.79**	**0.0077**	**1469.37**	**0.03**	**0.0077**	**11873.3**	**0.0037**	**c.v**
Story3	**3.06**	**21188.81**	**0.0077**	**1602.52**	**0.033**	**0.007**	**2042.66**	**0.0237**	**c.v**
Story2	**3.06**	**24771.75**	**0.0066**	**1699.2**	**0.01**	**0.0059**	**2166.86**	**0.0073**	**c.v**
Story1	**3.83**	**28662.76**	**0.0053**	**1756.6**	**0.0225**	**0.0046**	**2243.33**	**0.0153**	**c.v**

Tableau VI.4 : calcul de l'effet P-Δ dans le sens X-X et YY.

Spécification pour les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0{,}3 \quad \textbf{avec :}$$

- N_d **:** Effort normal dans les poteaux sous (0.8G+E et G+Q ±E).
- B_c : Section du poteau.

- ---

N_d = 1507.96

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1507.96 \times 10^3}{450.450.25} = 0.29 \leq 0.3$ → **Condition vérifiée**

VI.8. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences de RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différente sollicitations, tel que le séisme après un ferraillage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

Chapitre VII :

Ferraillage des éléments .

VII.1: Ferraillage des poteaux

VII.1.1 : Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal «N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, le calcul du ferraillage des poteaux se fera donc en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis des vérifications seront effectuées , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VII.1.2 : Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).			
➢ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➢ Le diamètre minimal est de **12 mm.** ➢ La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II_a). ➢ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II_a.** ➢ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de **0,8%** de la section du béton **(0,8% bh)**		
Résultats			
Section	**0,8% b h (**cm^2)	**4% b h (**cm^2)	**6% b h (**cm^2)
Poteaux 45*45	**16,2**	**81**	**121,5**
Poteaux 40*40	**12,8**	**64**	**96**
Poteaux35*35	**9,8**	**49**	**73,5**

Tableau VII.1.1 : les recommandations du RPA.

VII.1.3 : Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les 2 sens et en tenant compte de trois types de sollicitation :
- Effort normal maximal « Nmax » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Effort normal minimal « Nmin » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Moment fléchissant maximal « Mmax » et l'effort correspondant « N_{cor} »Chacun des cas donne une section d'acier, la section final correspondra au maximum des trois.

- **Les combinaisons considérées pour les calculs sont :**
  - ↳ **BAEL modifiée99** $1.35G + 1.5Q$ *ELU*
    $G+Q$ *ELS*
  - ↳ **BAEL modifiée 2003** : $G + Q \mp E$
    $0.8G \mp E$

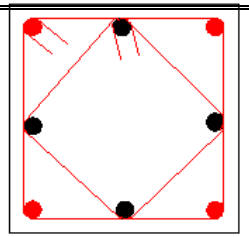
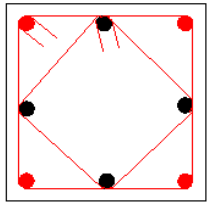
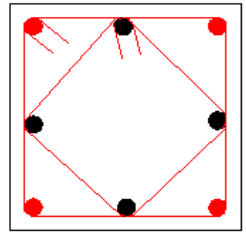
❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton **(zone II)**

- ↳ **poteaux (45 x 45)**: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16.02cm^2$.
- ↳ **poteaux (40 x 40)**: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$.
- ↳ **poteaux (35 x 35)**: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$.

VII.1.4 : Calcul de ferraillage (flexion composée) :

Tableau VII.1.2 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU.

Section	sens	Combinaison	N	M	*C*	*d*	*Obs*	A_{sup}	A_{inf}	Choix armatures	$A_{adoptée}$	A_{min}	Schéma de ferraillage
45*45	SENS X-X	ELU	2334.18	-21.76	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA16	16.07	16,02	
		0,8G+Ey	-785.75	5.487	0,02	0,43	SET	10.91	11.68				
		G+Q+Ex	246.69	91.562	0,02	0,43	SEC	0,00	3.09				
40*40	SENS X-X	ELU	1203.27	-11.65	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA14	14,19cm²	12,8	
		0,8G+Ey	-291.33	26.84	0,02	0,38	SET	2.04	6.33				
		G+Q+Ex	259.12	-86.51	0,02	0,38	SET	3.65	0,00				
35*35	SENS X-X	ELU	551.38	-4.031	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00	4HA14 +4HA12	10,68cm²	9,8	
		0,8G+Ey	-112.9	21.92	0,02	0,33	SET	0,58	3.63				
		G+Q+Ex	-21.17	95.615	0,02	0,33	SET	0,00	9.52				

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillages (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
(45x45)	16.2	4HA16+4HA16	16.07
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.19
(35x35)	9.8	4HA14+4HA12	10.68

Tableau VII.1.3: Choix des armatures longitudinales.

VII.1.5. : Vérifications à l'ELU :

➢ Les armatures transversales :

1. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3}$ = 6,67 mm $\qquad \emptyset_t = 8$ mm

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.

Soit (A_t = 2,01 cm^2).

2. Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\} S_t \leq \min\{15*1,2; 40cm; (35+10)cm\}$ **Avec : a** : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18cm$ Soit : $S_t = 15$ cm.
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
En zone courante (pour zone IIa) : $S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = \{15*1,2\} = 18cm$ $S_t \leq 18cm$ Soit : $S_t = 15cm$. **En zone nodal (pour zone IIa) :** $S_t \leq \min\{15cm; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15; 10*1,2\} = \min\{15; 12\} = 12cm$ Soit: $S_t = 10$ cm

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0{,}3\% \; S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0{,}8\% \; S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$……...interpoler entre les deux valeurs précédentes

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0{,}7\, l_0$

l_0 = 3.83 m pour le S- Sols ⟶ $L_f = 0.7 \times 3.83 = 2.681$ m.

l_0 = 3.06 m pour le RDC ⟶ $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14$ m.

l_0 = 3.06 m pour les étages courants ⟶ $L_f = 0.7 \times 306 = 2.14$ m.

- **Poteau 45x45 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0.7 \times 383 = 5.957$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0.7 \times 306 = 4.76$$

- **Poteau 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0.7 \times 306 = 5.35$$

- **Poteau 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0.7 \times 306 = 6.12$$

A_{adopte} : est un coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :

A_{adopte} :

- 2.5 si $\lambda_g \geq 5$
- 3.75 si $\lambda_g < 5$

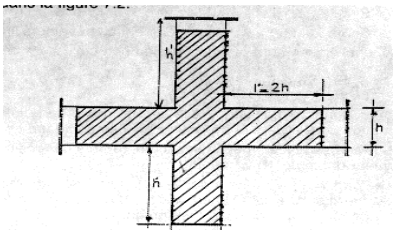
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

poteau	hauteur	L_f	λ_g	A_t^{min} =0,3% $S_t.b_1$	A_{adopte}	Observation
45X45 **S.sol**	3.83	2.681	5.957	2,005	2,01	condition vérifiée
45X45 **RDC**	3,06	2.142	4.76	1.69	3.75	condition vérifiée
40X40	3,06	2.142	5.355	1.8	2,01	condition vérifiée
35X35	3.06	2.142	6.12	1.575	2.01	condition vérifiée

Tableau VII.1.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➢ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



h'= Max (he/6;b_1;h_1;60) (Art.7.4.2.1).

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	h	h'
Poteau (45*45)	**3.83** **3.06**	**h'= Max ($\frac{383-35}{6}$; 45;45;60) = 60cm** **h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 45;45;60) = 60cm**
Poteau (40*40)	**3,06**	**h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 40;40;60) =60cm**
Poteau (35*35)	**3,06**	**h'= Max ($\frac{306-35}{6}$; 35;35;60) =60cm**

Tableau VII.1.5 : Détermination de la zone nodal.

- **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Pour la **zone II_a** : $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 40\times2 = 80cm$	$L_r = 40\times1,6 = 64cm$	$L_r = 40\times1,4 = 56cm$	$L_r = 40\times1,2 = 48cm$

- **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \bar{\tau}_{bu} = 1,875 MPa$

poteau	h_e	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*45	3.83	0,45	5.957	0,43	70.86	0.0366	1,875
40*40	3,06	0,4	5.355	0,37	47.4	0.032	1,875
35*35	3,06	0,35	6.12	0,32	40.81	0,364	1,875

Tableau VII.1.6 :Vérification des contraintes tangentielles.

VII.1.6. Vérifications à l'ELS :

Vérification des contraintes à l'ELS :

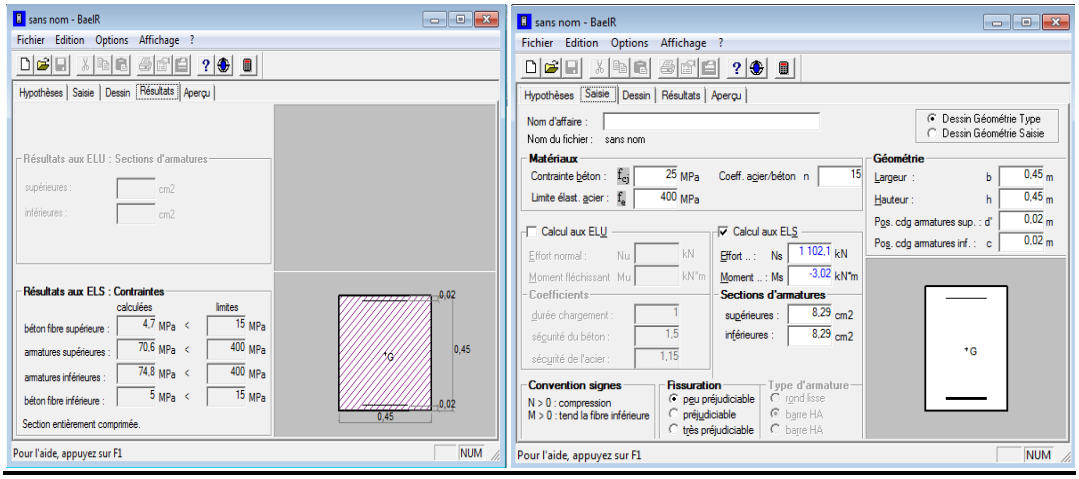
La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$:

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \end{cases}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} Mpa	σ_{ss} MPa	σ_{bi} MPa	σ_{si} MPa	OBS
45*45	N_{min}=1102.14	M_{cor}= -3.016	4.37	70.6	5	74.8	CV
	N_{max}= 113.03	M_{cor}=30.735	2.5	33.9	-39.5	0	CV
	N_{cor}=707.75	M_{max}=41.516	5.21	75.3	1.02	18.1	CV
40*40	N_{min}=833.73	M_{cor}= -2.691	4.52	68.1	4.92	73.5	CV
	N_{max}= 149.82	M_{cor}=5.107	0.65	10	1.05	15.4	CV
	N_{cor}=258.77	M_{max}=37.207	4.66	64.6	0	-32.9	CV
35*35	N_{min}=402.58	M_{cor}= -2.976	2.64	40.2	3.31	49.1	CV
	N_{max}= 23.87	M_{cor}=0.644	0.25	3.61	0.1	1.69	CV
	N_{cor}=42	M_{max}=39.644	7.11	84.1	0	-264.4	CV

Tableau VII.1.7: Vérification des contraintes a ELS.

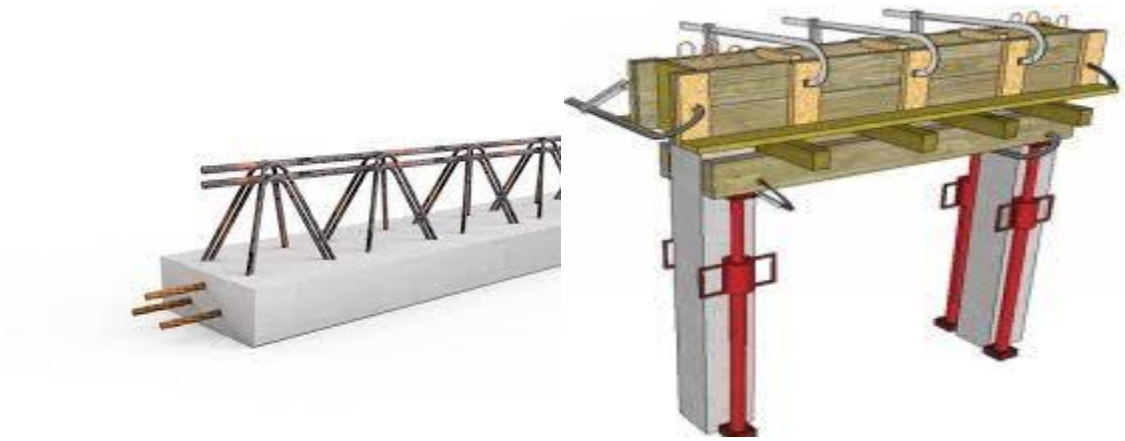
Exemple du calcule : (Bael)



VII.1.7. Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII.2. Ferraillage des poutres :



VII.2.1. introduction :

Les poutres en béton armée , sont des élément structuraux non exposées aux intempéries , sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants . leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible , et leur ferraillage se fera en fonction on des efforts calculés par étabs qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables , décrites par le RPA 99 version 2003et le BAEL 91/99 :

- 1,35G+1,5Q ….à l'ELU.
- G+Q±E…….RPA 99 révisé 2003.
- 0,8G±E…...RPA 99 révisé 2003.

VII.2.2. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

- **Pourcentage total minimum :**

Amin = 0,5% (b x h) en toute section.

  - Poutres principales (30 x 40) : **Amin** =0.005(30x40) = 6 cm^2
  - Poutres secondaires (30 x 35) : **Amin** =0.005(30x35) = 5.25 cm^2

- **Pourcentage total maximum :**

A_{max} = 4% (b x h) → En zone courante.

A_{max} = 6% (b x h) → En zone de recouvrement.

- **Poutres principales (30 x 40)** :
  - Zone courante : $\mathbf{A_{max}}$=0.04× (30×40)= 48 cm²
  - Zone de recouvrement : $\mathbf{A_{max}}$=0.06× (30×40)= 72 cm²
- **Poutres secondaires (30 x 35)** :
  - Zone courante : $\mathbf{A_{max}}$=0.04× (30×35)= 42cm²
  - Zone de recouvrement : $\mathbf{A_{max}}$=0.06× (30×35) = 63 cm²

✓ **Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :**

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 40)	**6.00**	**48**	**72**
Poutre secondaire (30 × 35)	**5.25**	**42**	**63**

Tableau VII. 2.1 :Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Ø en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{A_t = 0,003 \times S_t \times b}$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$\text{Min}\left(\frac{h}{4}\ ; 12\emptyset\right)$;

En dehors de la zone nodale : $\mathbf{S_t} \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferraillage des poutres secondaire :

- **Poutre secondaire libre :**

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.708 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{44.708 \times 10^3}{0,949 \times 33 \times 348} = 4.10 \ \text{cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.268 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{79.268 \times 10^3}{0.983 \times 33 \times 348} = 6.40 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire lier avec voile :**

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.393 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{38.393 \times 10^3}{0,957 \times 33 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.46 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,115 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0.915$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{53.46 \times 10^3}{0.915 \times 33 \times 348} = 5.08 \text{ cm}^2$$

b. Ferraillage des poutres secondaire :

- **Poutre principale libre :**

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76.06 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0.934$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{76.06 \times 10^3}{0.934 \times 38 \times 348} = 6.158 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111.929 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}182 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0{,}899$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{111.929 \times 10^3}{0{,}899 \times 38 \times 348} = 9.414\ cm^2$$

- **Poutre principale lier avec voile :**

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.668 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0.096 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0.949$$

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{59.668 \times 10^3}{0.949 \times 38 \times 348} = 4.75\ cm^2$ 3 H 14 = 3 H 16 = 10.65

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.523 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}158 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0{,}914$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{97.523 \times 10^3}{0{,}914 \times 38 \times 348} = 8.06\ cm^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des poutres secondaire (30×35) :**

❖ **poutres secondaire libre :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	44.708	0.096	SSA	0.949	4.1	3HA12(fil)+3HA12(chap)	6.78
Aux appuis	79.268	0.034	SSA	0.983	6.4	3HA16(fil) +3HA14 (chap)	10.65

❖ **poutres secondaire lier avec voile :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	38.393	0.082	SSA	0.957	3.49	3HA14	4.62
Aux appuis	53.46	0.115	SSA	0.915	5.08	3HA14(fil) +2HA14chap)	6.88

Tableau VII. 2.2 : ferraillage des poutres secondaires

- **Ferraillage des poutres principales (30×40) :**

❖ **poutres principale libre :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	76.06	0.124	SSA	0.934	6.158	3HA14(fil)+3HA12(cha)	8.01
Aux appuis	111.929	0.182	SSA	0.899	9.414	3HA16(fil) +3HA14 (chap)	10.65

❖ **poutres principale lier avec voile :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	59.668	0.096	SSA	0.949	4.75	3HA16	6.03
Aux appuis	97.523	0.158	SSA	0.914	8.06	3HA14(fil) +3HA14 (chap)	9.24

Tableau VII.2.3 : ferraillage des poutres principales

VII.2.4. Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres secondaire libre	En travée	4.1	6	CV
	Aux appuis	6.4		CV
Poutres secondaire lier par voile	En travée	3.49	5.25	CV
	Aux appuis	5.08		CV

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales libre	En travée	6.158	6	CV
	Aux appuis	9.414		CV
Poutres principales lier par voile	En travée	4.75	5.25	CV
	Aux appuis	8.06		CV

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $\mathbf{A_t = 0{,}003 \times S_t \times b}$

Calcul de l'espacement S_t:

	Calcul de S_t(cm)			$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm^2]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [10;19.2]	$\mathbf{S_t = 10}$	0 ,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$\mathbf{S_t = 15}$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [8,75;19.2]	$\mathbf{S_t = 10}$	0,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17{,}5$ cm	$\mathbf{S_t = 15}$	1,35	

Tableau VII.2.4:Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u}$$

Avec : T_U^{max} = Effort tranchant max **à l'ELU;**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{MPa}\right) = \min\left(0{,}2\ \frac{25}{1{,}5};\ 5\ \text{MPa}\right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	observation
Principales libre	T_{max}	104.95	30	38	0.106	3.33	Condition vérifiée
Principale lier avec voile	T_{max}	47	30	33	0.047	3.33	Condition vérifiée

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$(MPa)	observation
Secondaire libre	T_{max}	161.08	30	38	0.141	3.33	Condition vérifiée
Secondaires lier avec voile	T_{max}	129.43	30	33	0.113	3.33	Condition vérifiée

Tableau VII.2.5: Vérification au cisaillement.

d. Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $\mathbf{T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
Principales libre	T_{max}	104.95	30	38	25	684	Condition vérifiée
Principale lier avec voile	T_{max}	47	30	33	25	594	Condition vérifiée

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f_{c28} ($MPa_)$	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
Secondaire libre	T_{max}	161.08	30	38	25	684	Condition vérifiée
Secondaires lier avec voile	T_{max}	129.43	30	33	25	594	Condition vérifiée

Tableau VII.2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\mathbf{A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right]}$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[\mathbf{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}\right] < \mathbf{0} \quad \Longrightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres secondaires libre :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 104.95 - \frac{44.708}{0.9 \times 0.35} = -36.98 < 0$$

- **Pour les poutres secondaires lier avec voile :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 47 - \frac{38.393}{0.9 \times 0.35} = -74.88 < 0$$

- **Pour les poutres principales libre :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 161.08 - \frac{76.06}{0.9 \times 0.38} = -61.31 < 0$$

- **Pour les poutres principales lier avec voile :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 129.43 - \frac{59.668}{0.9 \times 0.38} = -45.03 < 0$$

$\Longrightarrow$Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}} = \boldsymbol{\psi_s} \times \mathbf{f_{t28}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9 \times d \times \sum U_i}$$

$\boldsymbol{\psi_s} = \mathbf{1{,}5}$ **:** Coefficient de scellement **HA**

$\sum \mathbf{U_i}$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales libre :**

$\sum U_i = \mathbf{n} \times \boldsymbol{\pi} \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}6 + 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 30.144$ cm

$$\tau_{se} = \frac{161.08 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 301.44} = 1.41\ MPa$$

$$\Longrightarrow \tau_{se} = 1.41\ MPa < \bar{\tau}_{se=} 3{,}15\ MPa \Longrightarrow \boldsymbol{C.V}$$

- **Poutres principales lier avec voile :**

$\sum U_i = \mathbf{n} \times \boldsymbol{\pi} \times \emptyset = 6 \times 3{,}14 \times 1{,}4 = 26.376$ cm

$$\tau_{se} = \frac{129.43 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263.76} = 1.43\ MPa$$

$$\Longrightarrow \tau_{se} = 1.413\ MPa < \bar{\tau}_{se=} 3{,}15\ MPa \Longrightarrow \boldsymbol{C.V}.$$

- **Poutres Secondaire libre :**

$\sum U_i = \mathbf{n} \times \boldsymbol{\pi} \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1.4 + 3 \times 3{,}14 \times 1.6 = 28.26$ cm

$$\tau_{se} = \frac{104.95 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 282.6} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\Longrightarrow \tau_{se} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \text{ MPa} \Longrightarrow \mathbf{C.V}.$$

- **Poutres Secondaire lier avec voile :**

$\sum U_i = \mathbf{n} \times \boldsymbol{\pi} \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1.4 + 3 \times 3{,}14 \times 1.6 = 28.26$ cm

$$\tau_{se} = \frac{47 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 282.6} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\Longrightarrow \tau_{se} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \text{ MPa} \Longrightarrow \mathbf{C.V}.$$

f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $\mathbf{l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}}$ avec: $\mathbf{\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835\ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{14}$: L_s = 49,38 cm
- Pour les $\emptyset_{12}$: L_s = 42,32 cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : 0,4 l_s pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{14}$: L_a = 19,75 cm
- Pour les $\emptyset_{12}$: L_a = 16,93 cm

VII.2.5. Vérifications à L'ELS :

a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$**

Avec: $\mathbf{A_{min} \geq \frac{0,23\ bd\ f_{t28}}{f_e}}$ et : $\mathbf{f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales libre	En travée	6.158	1,358	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.414	1,358	Condition vérifiée
Poutres secondaires libre	En travée	4.1	1,177	Condition vérifiée
	Aux appuis	6.4	1,177	Condition vérifiée

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales lier avec voile	En travée	4.75	1,358	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.06	1,358	Condition vérifiée
Poutres secondaires lier avec voile	En travée	3.49	1,177	Condition vérifiée
	Aux appuis	5.08	1,177	Condition vérifiée

Tableau VII.2.7: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

✓ Poutres principales:

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5}{500} = 0{,}01 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0{,}00041 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0{,}00021 \text{ m} < \bar{f} = 0{,}01 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

✓ Poutres secondaires:

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.1}{500} = 0{,}0082 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0{,}00002 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0{,}00001 \text{ m} < \bar{f} = 0{,}0082 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

d. Vérification des contraintes :

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \begin{Bmatrix} K_1 \\ \beta_1 \end{Bmatrix} \Rightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

Avec : $\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{400}{1{,}15} =$ **348 MPa**

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 =$ **15 MPa**
- $\rho = \frac{100X\ Aad}{b\ X\ d}$.

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales libre	Travée	M_{st}	56.923	ELS
	Appuis	M_{sa}	88.702	ELS
Poutre secondaires libre	Travée	M_{st}	19.99	ELS
	Appuis	M_{sa}	24.546	ELS

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales lier avec voile	Travée	M_{st}	36.303	ELS
	Appuis	M_{sa}	54.85	ELS
Poutre secondaires lier avec voile	Travée	M_{st}	8.793	ELS
	Appuis	M_{sa}	20.756	ELS

Tableau VII.2.8:Moments à l'ELS.

$$\rho = \frac{100X\ Aad}{b\ X\ d}$$

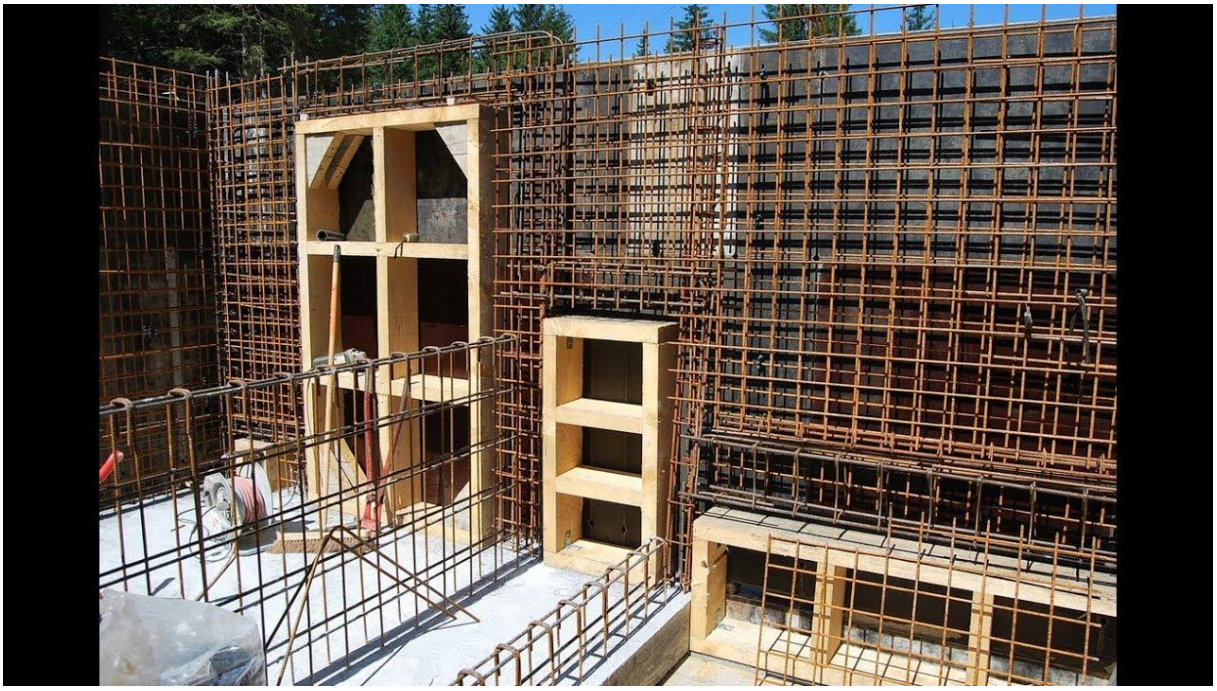
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm^2)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
P.P Libre	Travée	56.923	0.702	0.876	25.32	6.158	38	277.6	348	C.V.	10.96	15	C.V.
	Appuis	88.702	0.93	0.864	21.93	9.414	38	286.9	348	C.V.	13.08	15	C.V.
PP lier avec voile	Travée	36.303	0.52	0.891	30.94	4.75	38	225.7	348	C.V.	7.29	15	C.V.
	appuis	54.85	0.81	0,871	23.98	8.06	38	221.1	348	C.V.	9.22	15	C.V.

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm^2)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
P.S libre	Travée	19.19	0.684	0.879	26.53	4.1	33	161.3	348	C.V.	6.07	15	C.V.
	Appuis	24.546	1.07	0.856	19.91	6.4	33	135.7	348	C.V.	6.81	15	C.V.
P.S lier avec voile	Travée	8.793	0.46	0.896	33.97	3.49	33	85.2	348	C.V.	2.5	15	C.V.
	appuis	20.756	0.694	0,878	26.07	5.08	33	178.4	348	C.V.	6.84	15	C.V.

Tableau VII.2.9: Vérifications des contraintes à L'ELS.

VII.3. Ferraillage des voiles :



VII .3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII .3.2. Les combinaisons :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

- **RPA99-modifié2003 :** $\begin{cases} \mathbf{0.8G \pm E} \\ \mathbf{G+Q \pm E} \end{cases}$
- **BAEL 91 modifié99 :** $\begin{cases} \mathbf{1.35G+1.5Q} & \text{à l'ELU} \\ \mathbf{G+Q} & \text{à l'ELS} \end{cases}$

VII .3.3. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopté le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux (le ferraillage des voiles se fera comme celle **des poteaux**, par zone).

Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I :** S-Sol et RDC étages.
- **Zone II :** 1^{ér} au 3^{éme} étages.
- **Zone III :** 4^{éme} au 6ème étages.

VII.3.4. Ferraillage des trumeaux :

✓ Exposer de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

- $\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$
- $\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$

Avec :

- B: section du béton.
- I: moment d'inertie du voile.
- V et V′ : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

- $\mathbf{h_e}$: hauteur entre nus de planches du voile considère.
- $\mathbf{L_c}$: la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$
- $\mathbf{L_t}$**:** la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

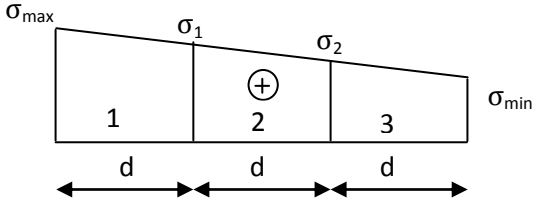
- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

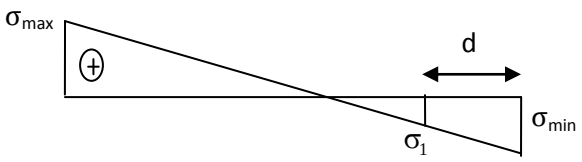


Avec : **e** : épaisseur du voile.

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

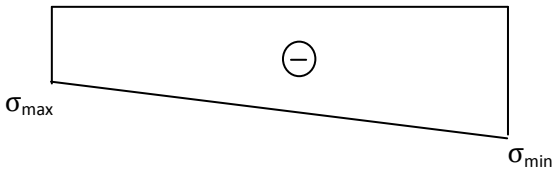
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



1. Calcul des sections d'armatures :

❖ Armatures verticales :

a. Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile .

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa ; f_{bc} = 18.48 MPa

Situation courante : σ_s = 348 MPa ; f_{bc} = 14.20 MPa

b. Section partiellement comprimée : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

c. Section entièrement tendue : $Av = \frac{N_i}{\sigma_s}$

❖ Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

A_{min} > 4cm^2/ml, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures. $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

Avec : **B** : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99) :**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B :** section du béton tendue **: B = d × e**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu **(Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).**

$A_{min} \geq 0.2\%B$.

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à **135º** ayant une longueur de **10Ø** et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

✓ **D'après le BAEL** :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec : $\mathbf{A_H}$**:** section d'armatures horizontales ; A_V: section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ **D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_H > 0{,}15\%B$……Globalement dans la section du voile.
- $A_H > 0{,}10\%B$…….en zone courante.

Avec : B : section du béton.

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4, 3 du RPA99 révise 2003).**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

❖ Armatures de coutures (7.7.4, 3 du RPA99 révise 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

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.

❖ Espacement :

D'après **l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- ✓ $S_t \leq 1.5 \times e \Longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$
- ✓ $S_t \leq \min\{30\text{cm} ; 30\text{cm}\} \Longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$

Avec : **e :** épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm.**

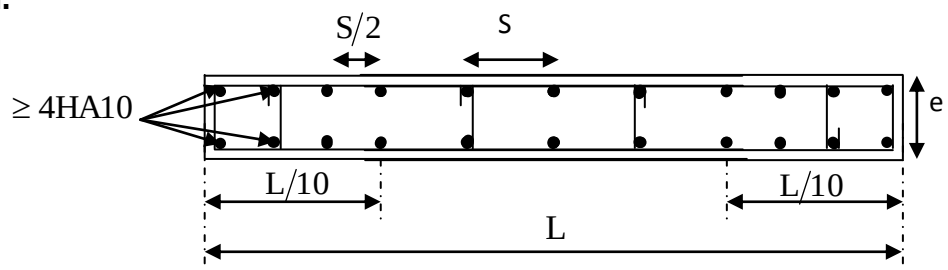


Figure VII.3.1. : disposition des armatures verticales dans les voiles .

❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40ø pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

2.Vérification:

a. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec : N_s: Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA) :

1. **Selon le RPA99 (version 2003) :** $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\ Mpa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \ V = 1.4\ T$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute.

2. **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

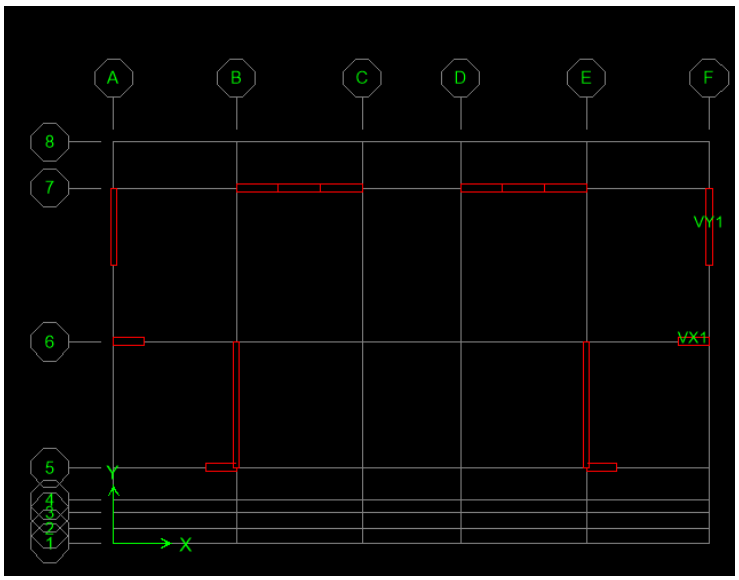
Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

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

Avec : $\overline{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\} Mpa$ Fissuration est peu préjudiciable

3.Calcule de ferraillage :



Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile **VY1 L=2.5m** sur zone 1 ; **SPC**

1. Caractéristiques géométriques :

L = 2.5 m ; e = 0.2 m ; B = 0.5 m^2

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.5^3}{12} = 0.26$$

L(m)	e(m)	B(m^2)	L(m^4)
2.5	0.2	0.5	0.26

Tableau VII.3.1. : caractéristique géométrique .

2. Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS.

$$\sigma_{max} = 7236.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -4949.1 \text{KN/m}^2$$

- **Largeur de la zone comprimé : Lc**$= \frac{7236.3}{7236.3+4949.1} \times 2.5 = 1.48$ m
- **Largeur de la zone tendue : Lt**$= L - L_c = 2.5 - 1.48 = 1.02$m
- **Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d). On prend : $d = \frac{L_t}{2} = 0.8$m

3. Détermination de N :

Zone tendue : $\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \rightarrow \sigma_1 = 1067.45\ KN/m^2$

$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 481.3\ KN$

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 85.4\ KN$

4. Calcul des armatures :

a. Armatures verticales :

1ere bande : $A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{481.3}{400 \times 10^{-1}} = 12.03\ cm^2$

2ème bande : $A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{85.4}{400 \times 10^{-1}} = 2.13\ cm^2$

b. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{e \times d \times f_{t28}}{f_e}\ ; 0.2\%B\right\} = \max\left\{\frac{20 \times 80 \times 2.1}{400}\ ; 0.002 \times 80 \times 0.2\right\}$$
$$= \max\{8.4\ ; 0.032\}$$

$$A_{min} = 8.4\ cm^2$$

c. Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1\frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 35.7}{400 \times 10^{-1}} = 1.37\ cm^2$$

- **Sections d'armatures totales :**

$$A^1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.03 + \frac{1.37}{4} = 12.37\ cm^2/bande$$

$$A^2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2.13 + \frac{1.37}{4} = 2.47\ cm^2/bande$$

- **Ferraillage adopté :**

	Section totale	Section totale	Espacement
1ére bande	A_1=12.37 cm^2	**2 × 4HA16**	10 cm
2éme bande	A_2=2.47 cm^2	**2 × 3HA14**	15 cm

Tableau VII.3.2: ferraillage adopté .

d. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{A_{v2}}{4} = 3.75\ cm^2$
- D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 250 = 7.5\ cm^2$

On prend : **8HA12/nappe =** 9.05 cm^2 ; avec S_H = 15 cm.

e. Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par **(04)** épingle au mètre carré soit **HA8**.

5. Les Vérification :

✓ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e\,;\,30cm\} = 30\ cm$$

- $S_t = 10cm$ et $15\ cm$ Condition vérifiée.
- $S_h = 20cm$ Condition vérifiée.

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\boldsymbol{\tau_b \leq \overline{\tau}_b}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 37.5 \times 10^3}{200 \times 0.8 \times 2500} = 0.11\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_b = 0.11 \times f_{c28} = 5\ \text{MPa}$$

$\tau_b = 0.11\text{MPa} \leq \overline{\tau}_b = 5\ \text{MPa}$ Condition vérifiée

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{37.5 \times 10^3}{200 \times 0.8 \times 2500} = 0.08\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\}\text{Mpa} = 2.5\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.08\ \text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa}$ Condition vérifiée

✓ Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = 2.3\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 2.3\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ \text{MPa}$ Condition vérifiée

- ❖ Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Tableau VII.3.3 : Ferraillage des voiles VY1 L=2.5 :

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.5	2.5	2.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.5	0.5	0.5
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		7236.3	5138.9	2131.1
	σ_{min} [KN/m²]		-4949.1	-2788.1	-1296.7
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		35.7	34.9	33.9
	L_t(m)		1.02	0.88	0.95
	L_c(m)		1.48	1.62	1.55
	d (m)		0.8	0.8	0.8
	σ_1 [KN/m²]		1067.45	253.5	204.7
	N (kN)	N_1	481.3	243.3	120.1
		N_2	85.4	20.3	16.4
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**12.03**	**6.1**	**3**
		A_{V2}	**2.13**	**0.51**	**0.41**
	A_{vj} (cm^2)		1.37	1.34	1.31
	A (cm^2)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**12.37**	**6.44**	**3.33**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**2.47**	**0.85**	**0.74**
	A_{min} (cm^2)		8.4	8.4	8.4
	Av adopté (cm2)	Bonde1	**16.08**	**12.06**	**12.31**
		Bonde 2	**9.24**	**9.24**	**9.24**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 × 4HA16**	**2 × 3HA16**	**2 × 4HA14**
		Bonde 2	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B		7.5	7.5	7.5

	(cm2)/bande				
	A_H /nappe (cm^2)		3.75	3.75	3.75
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**
	ep =15cm		**(A=9.05cm^2)**	**(A=9.05cm^2)**	**(A=9.05cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**		
	Contrainte	**τ_u (MPa)**	0.08	0.08	0.07
		τ_b (MPa)	0.11	0.11	0.1
	ELS	**N_s (kN)**	1177.32	932.4	495.7
		σ_b (MPa)	**2.3**	**1.81**	**0.96**

Tableau VII.3.4. Ferraillage des voiles VX1 L=1m :

Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1	1	1
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m)		0.25	0.25	0.25
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		-2002.4	3550.6	-1320
	σ_{min} [KN/m²]		7217.6	-1579.4	1940
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		9.18	7.1	5.8
	L_t(m)		0.78	0.31	0.60
	L_c(m)		0.22	0.69	0.40
	d (m)		0.2	0.5	0.3
	σ_1 [KN/m²]		5366.9	967.8	970
	N (kN)	**N_1**	314.6	159.2	109.1
		N_2	134.2	60.5	36.4
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**7.87**	**4**	**2.73**
		A_{V2}	**3.36**	**1.51**	**0.91**
	A_{vj} (cm^2)		0.35	0.27	0.22
	A (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**7.96**	**4.1**	**2.8**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3.45**	**1.6**	**0.97**

	A_{min} (cm^2)		2.63	6.56	3.15
	Av adopté (cm2)	Bonde1	**9.24**	**9.24**	**9.24**
		Bonde 2	**9.24**	**9.24**	**9.24**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**
		Bonde 2	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**	**2 × 3HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.75	3.75	3.75
	A_H /nappe (cm^2)		1.875	1.875	1.875
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**
	ep =15cm		**(A=9.05cm^2)**	**(A=9.05cm^2)**	**(A=9.05cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m^2**		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0.05	0.04	0.03
		τ_b (MPa)	0.07	0.056	0.04
	ELS	N_s (kN)	585.6	473.3	259.2
		σ_b (MPa)	**2.22**	**1.79**	**0.98**

VII.3.5. Etude des linteaux :

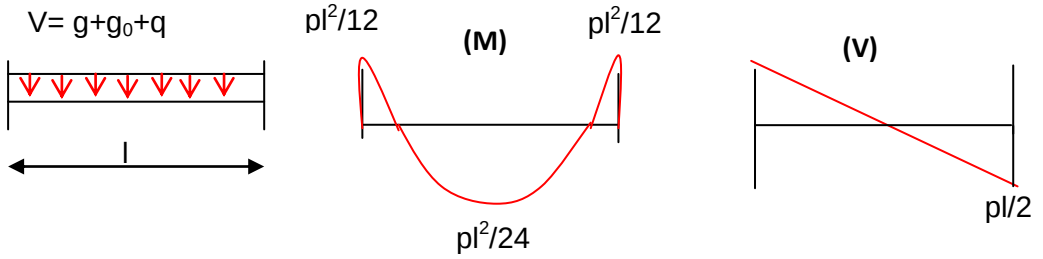
Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple. Ils doivent être ferraillés de manière a éviter leur rupture et a reprendre des sollicitations **(M et T)** résultant des charges verticales et les forces sismique.

Méthode de calcul : On utilise la méthode de calcul exposée dans le **RPA99V2003**, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles de **BAEL91**. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

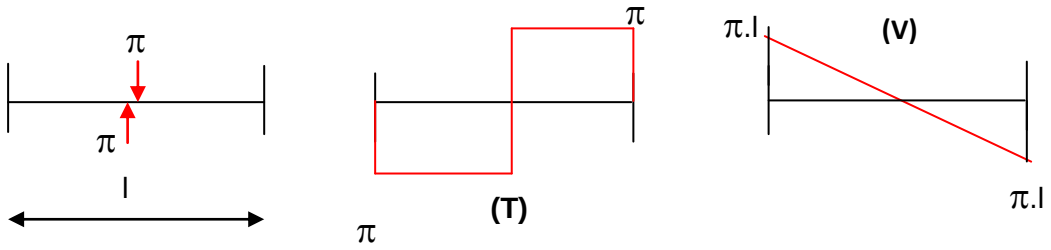
- ✓ Les linteaux sont soumis :

Aux charges verticales «$g+g_0+q$» .

- g : charge permanente du plancher revenant au linteaux.
- g_0 : charge dû au poids propre du linteau.
- Charge d'exploitation du plancher revenant au linteau.



➢ Aux sollicitations dues au séisme.



π :Effort dû au séisme.

La section la plus sollicitée est celle de l'encastrement , les linteaux seront alors ferraillés sous :

- ❖ Un moment fléchissant représentant une superposition du moment dû à l'effort horizontal et celui dû aux charges verticales au niveau considérée.

$$M = M_p + M_E$$

- ❖ Un effort tranchant représentant lui aussi la somme de l'effort et celui dû aux charges verticales au niveau considéré.

$$T = T_p + T_E$$

1. Etapes de calcul :

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5Mpa$; $\tau_b = \frac{V}{b0\ X\ d}$

$V = 1.4\ V_{u\ calcul}$

- b_0: Epaisseur du linteau ou du voile.
- d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 nous avons deux cas pour calculer le ferraillage :[ART 7.7]

- $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
- $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

Notre étude est concernée par le deuxième cas ($\tau_b > 0.06\ f_{c28}$).

2. Ferraillage des linteaux :

- **Cas où ($\tau_b > 0.06\ fc_{28}$) :**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (Supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante.

Les efforts **(M.V)** sont repris suivant les bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales Ad à disposer obligatoirement.

[ART7.7.3.2 RPA99]

- ✓ **Ferraillage :**

1. Acier longitudinaux :

Le calcul se fera en flexion simple, et la section sera ferraillée symétriquement du fait que le moment le moment fléchissant dû au séisme peut changer de sens.

$$Al, A'l \geq 0.0015\ bh$$

2. Acier transversaux :

Nous avons deux cas qui peuvent se présenter :

$\tau_b \leq 0.025\ fc28 \Longrightarrow At \geq 0.0015\ bXS$
$\tau_b > 0.025\ fc28 \Longrightarrow At \geq 0.0025\ b\ XS$

Avec : s : espacement des barres horizontales $\mathbf{S \leq \frac{h}{4}}$

3. Armatures en section courante (armature de peau) :

Ce sont les armatures longitudinales intermédiaire ou de peau A_C (deux nappes placées symétriquement). Elles doivent être au total d'un minimum : **$Ac \geq 0.002\ b\ X\ h$**

4. Armatures diagonales :

Ce sont des armatures inclinées d'un angle « α » calculé comme suit : $\mathbf{tg\ \alpha = \frac{h-2d}{l}}$

Les armatures diagonales sont données par la formule qui suit : $\mathbf{A_D = \frac{V}{2fe\ \sin\ \alpha}}$

Avec: V est celui trouvé par le calcul sans majoration.

5. Armatures diagonales minimales :

Les armatures diagonales minimales sont données suivant deux cas :

- $\tau_b \leq 0.06\ fc28 \Longrightarrow A_D = 0$
- $\tau_b > 0.06\ fc28 \Longrightarrow A_D \geq 0.0015\ bX\ h$

6. Disposition constructive :

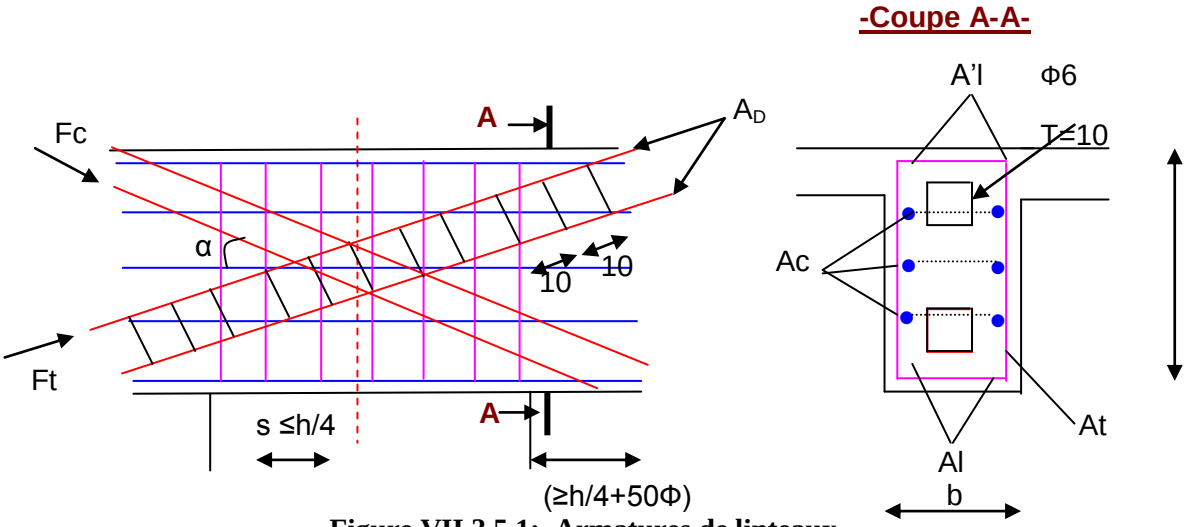


Figure VII.3.5.1: Armatures de linteaux

3. Exemple de calcul des linteaux :

h= 0.96m , e= 0,25 m, l= 1.20 m , V_u = 420.6 kN

H (m)	E (m)	L (m)	V_u (KN)
0.96	0.25	1.2	420.6

Tableau VII.3.5.1 : linteau zone 1

Soit le linteau du voile (LT), zone I.

♦ Contrainte limite de cisaillement :

V_u = 420.6 KN

d=0.9h = 0.9x0.96 = 0.864m

$\tau_b = \frac{420.6\ X\ 1000}{0.25\ X\ 0.864\ X106}$ =1.95 MPA

τ_b = 1.95 MPA ≤ 5MPa ⇒ La condition est vérifiée.

♦ **Armatures longitudinales :**

***RPA2003 :**

$\tau_b \geq 0.06\ f_{c28}$ = 5.1 MPa

At ≥ 0.0015bh ; At ≥ 0. 0015× 25×96 = 3.6 cm^2

***BAEL :**

$\frac{0.23bdft28}{400} = \frac{0.23\ X\ 25\ X(\ 96-3)X\ 2.1}{400}$ = 2.81cm^2 Soit : **2HA14 = 3.08 cm²**

♦ Armatures transversales :

$\tau_b \geq 0.025 fc_{28}$ où At > ,0 0025× 25 × 25= 1.5 cm^2

Soit : **HA14 = 1.54cm² .**

♦ Armatures de peau :

$A_c \geq 0.002 \times 25 \times 96 = 4.8\ cm^2$

Soit : 4HA16 = 6.03 cm^2.

♦ Longueur d'ancrage : La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\varphi = \frac{96}{4} + 50 \text{ x } 1.6 = 104$ cm

On prend La = 110 cm

♦ Armatures diagonales :

tg $\alpha \frac{h-2c}{l} = \frac{96-2X3}{120} = 0.75$; **$\alpha = 36.86°$**

$A_D = \frac{420.6 \text{ X } 10}{2.5X400X\sin 36.86} = 7.01\ cm^2$.

✓ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3
h	0.96	0.96	0.96
L	1.2	1.2	1.2
e	0.25	0.25	0.25
$\overline{\tau}_b$	5	5	5
τ_b	1.95	1.85	0.94
V_u	420.6	400.43	203.02
Al , Al'	2.81	2.81	2.81
Choix d'armature	2HA14	2HA14	2HA14
St	25	25	25
AD(cm^2)	7.01	6.67	3.38
Choix d'armature	4HA20	4HA16	4HA14
A_c	4.8	4.8	4.8
Choix d'armature	4HA16	4HA16	4HA16
Longueur d'ancrage(cm)	110	110	110

Tableau VII.3.5.2 : Récapitulatif de ferraillage des linteaux

Chapitre VIII :

Infrastructure .

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII .1.Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

VIII .2. Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondation superficielle :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- Les semelles isolées
- Les semelles continuent sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers

- **Fondation profonde :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.3. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- Contrainte admissible du sol ; σ_{sol} **=1.50 bars=150KN/m²**.

Absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VIII .4.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- Nature et homogénéité du bon sol.
- Charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles filantes(à cause d'existence des voiles) et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VIII.5. Dimensionnement des semelles :

- **Étude de semelle filante :** $B = \frac{N_S}{\sigma_{sol} \times L}$

La surface du la semelle sera déterminée par la condition suivante :

$$\frac{N_U}{S_S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_S \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{31594.13}{1.33 \times 150} = 158.366 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_T = 261.813\ m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est : $\frac{S_S}{S_T} = \frac{158.366}{261.813} = 60\%$

La surface totale des semelles filantes représente 60% de la surface de bâtiment

Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment .

VIII .6.Calcul du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Évite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

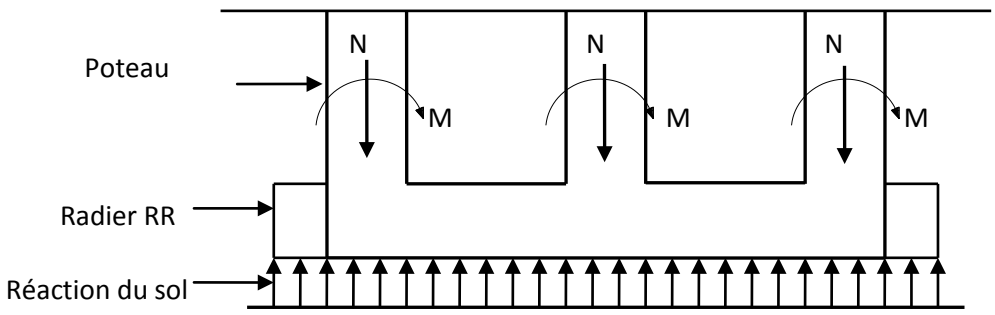


Figure VIII.1 : Schéma du Radier.

VIII.6.1.Pré-dimensionnement du radier :

1. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

2. Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voile :** $L_{max} = 500$ cm

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \longrightarrow 62.5 \leq h \leq 100 \longrightarrow \text{On prend : } \mathbf{h=90\ cm}$$

Avec : L_{max}: L'entraxe maximal des poteaux. ; h : épaisseur du radier.

- **Sous poteaux :**

a. Dalle flottante : $L_{max} = 500$ cm

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \longrightarrow 10 \leq h \leq 12 < 12.5 \longrightarrow \text{On prend : } h_{df} = 12 \text{ cm.}$$

b. La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40$ cm.

c. La nervure : Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \longrightarrow h_{nervure} = 80 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b_{nervure} \leq 0.7h \longrightarrow b_{nervure} = 50 \text{ cm.}$$

d. Condition de longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :$L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e \longrightarrow$ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

Avec :

- L_{max}: distance maximale entre nus de nervure
- L_e: longueur élastique
- K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40[MPa] pour un sol moyen I : Inertie de la section du radier (b = 1m).
- E : module de déformation longitudinale différée E=10818.86 [MPa]
- $E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa Avec $f_{c28} = 25$ MPa
- B : Largeur de la bande (B=1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}} = h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.1\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.07 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{nervure} = 107$ cm

On prend : $\mathbf{h_{nervure} = 110\ cm.}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

- $\mathbf{h_{nervure} = 110\ cm}$. **hauteur de la nervure.**
- $\mathbf{h_d = 40\ cm}$ **hauteur de la dalle.**
- $\mathbf{b_{nervure} = 50\ cm}$ **largeur de la nervure.**
- $\mathbf{h_{df} = 12\ cm}$ **hauteur de la dalle flottante.**

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes : $\mathbf{G_{batiment} = 26465.83\ KN}$

Charge d'exploitation : $\mathbf{Q_{batiment} = 5128.30\ KN}$

b. Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \rightarrow N_U = 1.35G_{BT} + 1.5Q_{BT} = 1.35 \times \mathbf{26465.83} + 1.5 \times \mathbf{5128.30} = 43421.32 \text{ KN} \\ ELS \rightarrow N_S = G_{BT} + Q_{BT} = 26465.83 + \mathbf{5128.30} = 31594.13 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\left.\begin{cases} ELU \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_U}{\sigma_{sol}} = \frac{43421.32}{1.33 \times 150} = 217.650 \text{ m}^2 \\ ELS \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{31594.13}{1.33 \times 150} = 158.366 \text{ m}^2 \end{cases}\right\} \rightarrow S_{rad} = \max\left(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}\right) = 217.65 \text{ m}^2$$

$S_{bat} = 261.813 m^2 > S_{rad} = 217.65\ m^2$.

- On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30cm\right) = \max\left(\frac{110}{2} ; 30cm\right) = \max(55cm ; 30cm) = 55 \text{ cm}.$$

Soit un débord de largeur $L_{déb} = 0.6$ m $\rightarrow S_{déb} = 0.6 \times 2 \times (19.7 + 13.29) = 39.6\ m^2$.

La surface totale du radier devient : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 261.813 + 39.6 = 301.4\ m^2$.

❖ **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

✓ **A. Charge permanente :**

- **Poids total du radier :** $P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flotante}$
- **Poids de la dalle :** $P_{dalle} = S_{rad} + h_d \times \rho_b = 301.4 \times 0.40 \times 25 = 3014.01\ KN$
- **Poids de la nervure :**

$$P_{nervure} = b_{ner}(h_{ner} - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0.5(1.1 - 0.4) \times (13.29 \times 4 + 19.7 \times 5) \times 25$$

$$P_{nervure} = 1327.025\ KN$$

- **Poids de TVO :**

TVO (Tout Venant de l'Oued) : est un mélange composé de galets et de sable, il est préférable pour les remblais : $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{ner} - h_d) \times \rho_{TVO}$

On a: $S_{ner} = b_{ner} \times L \times n = 0.5 \times (13.29 \times 4 + 19.7 \times 5) = 75.83\ m^2$

Donc : $P_{TVO} = (301.4 - 75.83) \times (1.1 - 0.40) \times 17 = 2684.43\ KN$

Avec : $\rho_{TVO} = 17\ KN/m^3$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle\ flotante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b = (301.4 - 75.83) \times 0.12 \times 25 = 676.71\ KN$$

Donc le poids total du radier est :

$$\mathbf{P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flotante} = G_{rad\ tot} = 7702.17\ KN}$$

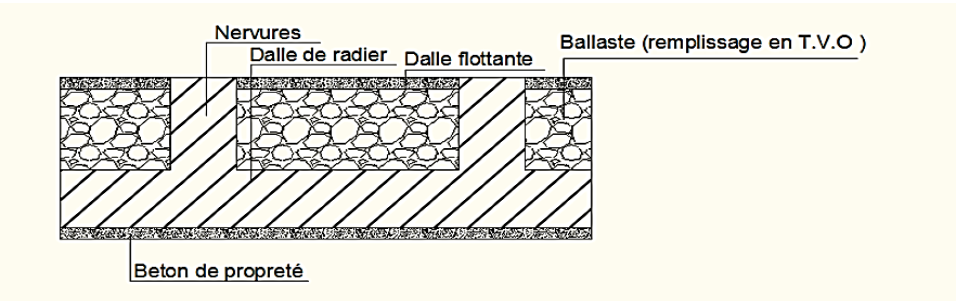


Figure VIII -2 : Coupe vertical d'un radier.

✓ **B. Surcharge de l'exploitation :**

Surcharge du bâtiment: $\mathbf{Q_{batiment}} = S \times 2.5 = 5128.3 \times 2.5 = 12820.75\ KN$:

Surcharge de bâtiment : Q= 5128.3 KN

Surcharge du radier : Q =3,5 X 301.4=1054.9 KNw.

✓ **C. Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad\,tot} + G_{batiment} = 7702.17 + 26465.83 = 34168\ KN$$

$$Q_{tot} = Q\text{radier tot} + Q_{batiment} = 6183.2\ KN$$

✓ **D. Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} ELU \rightarrow N_U = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 34168 + 1.5 \times 6183.2 = 55401.6\ KN \\ ELS \rightarrow N_S = G_{tot} + Q_{tot} = 34168 + 6183.2 = 40351.2\ KN \end{cases}$$

VIII.7. Vérifications à L'ELU :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\}\text{Mpa} = 2.5\text{ MPa}$

Avec: $T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{55401.6 \times 1}{301.4} \times \frac{5.1}{2} = 468.73\text{ KN}$

$$\begin{cases} d = 0{,}9h = 0.9(40) = 36cm = 0{,}36\ m \\ b = 1\ m \end{cases}$$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{468.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.30\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i}\ ;\ Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i}$$

Avec : S_i**:** Aire du panneau considéré ; X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

$$X_G = 10.2\text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = 7.25\text{ m.}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 3853.54\ m^4$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 8467.25\ m^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qu est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré. $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

- M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.
- T_0 : Effort tranchant à la base du bâtimen t.
- h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne.

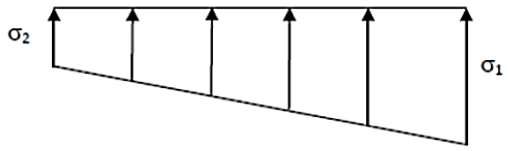


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes.

Avec :$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_1 , \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$.

❖ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 24439.54 + 1756.9 \times 1 = 26196.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 19577.05 + 2243.33 \times 1 = 21820.38 \text{ KN.m.}$$

a. <u>Sens longitudinal :</u>

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{53597.7}{301.4} + \frac{26196.44}{8467.25} \times 9.85 = 208.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{53597.7}{301.4} - \frac{26196.44}{8467.25} \times 9.85 = 147.3 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{39132.14}{301.4} + \frac{26196.44}{8467.25} \times 9.85 = 160.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{YY}} X_G = \frac{39132.14}{301.4} - \frac{26196.44}{8467.25} \times 9.85 = 99.36 \text{ KN/m}^2.$$

b. Sens transversal :

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{XX}} Y_G = \frac{53597.7}{301.4} + \frac{21820.38}{3853.54} \times 6.64 = 215.419 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{XX}} Y_G = \frac{53597.7}{301.4} - \frac{21820.38}{3853.54} \times 6.64 = 140.23 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{XX}} Y_G = \frac{39132.14}{301.4} + \frac{21820.38}{3853.54} \times 6.64 = 167.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{XX}} Y_G = \frac{39132.14}{301.4} - \frac{21820.38}{3853.54} \times 6.64 = 92.24 \text{ KN/m}^2$$

	ELU					ELS				
	σ_1 (KN/m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	1.33 $\times \sigma_{sol}$ (KN/m^2)	OBS	σ_1 (KN/m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	σ_{sol} (KN/m^2)	OBS
Sens Longitudinal	208.3	147.3	193.05	199.5	CV	160.3	99.36	145.06	150	CV
Sens Transversal	215.419	140.23	196.62	199.5	CV	167.42	92.24	148.626	150	CV

Tableau VIII.1 : vérification des contraintes.

VIII .8. Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99). Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a. Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés : On distingue deux cas :

1erCas:

- Si : $\alpha < 0,4$ **:** La flexion longitudinale
- Si : $0.4 < \alpha \leq 1$ **:** Les flexions interviennent, (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{0y} = 0$$

2ème Cas :

Bandes de largeur d'unité valent :

b. Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$

c. Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Avec $(l_x < l_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau le plus sollicité :

- **Ferraillage du panneau :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{5} = 0.82 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.051 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$\mathbf{0.4 < \rho \leq 1}$: Ladalle travaille dans les deux sens$\mathbf{0.4 < \rho \leq 1}$

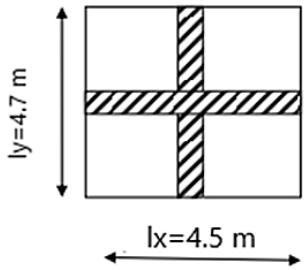


Figure VIII.4: Entre axe du panneau le plus sollicité.

- L'ELU : $q_u = \sigma_m^{max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(196.62 - \frac{\mathbf{7702.17}}{301.4}\right) = 171.06\ KN/m^2$
- L'ELS :$q_s = \sigma_m^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(148.626 - \frac{\mathbf{7702.17}}{301.4}\right) = 123.07\ KN/m^2$

- **Calcul à l'ELU :**

On a donc : $\begin{cases} M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 167.49 \times 0.051 \times 4.1^2 = 146.65\ KN.m \\ M_{0y} = 0.685 \times 146.65 = 100.46\ KN.m \end{cases}$

Remarque :

a. Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0.75M_{0x}$ ou $0.75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$

b. **Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel Alors :**

- Moment en travée : $0.75M_{0x}$ ou $0.75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0.3M_{0x}$ ou $0.3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$

c. Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

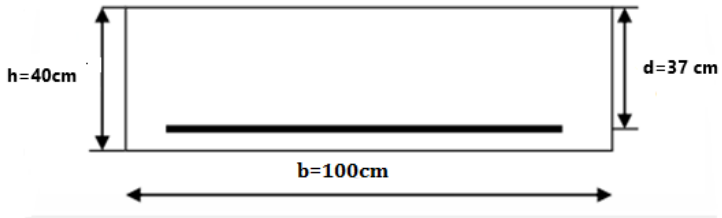
- ✓ 0.75 : pour les moments en travée.
- ✓ 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- ✓ 0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 146.65 = 73.32 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 100.46 = 50.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 146.65 = 109.99 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 100.46 = 75.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Ferraillage :

1. Ferraillage suivant x-x :

sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{73.32 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \ldots\ldots\ldots SSA$$

Du tableau : $\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{73.32 \times 10^3}{0.981 \times 37 \times 348} = 6.25 cm^2 \rightarrow A_{ax} = 6.25 cm^2$$

Soit **: 6HA14=9.23 cm²** avec un espacement **de 20cm .**

sur Travée :

$$\mu_u = \frac{M_{at}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{109.99 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0565 < 0.392 \ldots\ldots\ldots SSA$$

Du tableau : $\mu_u = 0.0565 \rightarrow \beta = 0.971$

$$A_{ax} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{109.99 \times 10^3}{0.971 \times 37 \times 348} = 8.80\ cm^2 \rightarrow A_{ax} = 8.80 cm^2$$

Soit **: 6HA14=9.23 cm²** avec un espacement **de 20cm .**

2. Ferraillage suivant y-y :

sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.23 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \ldots\ldots\ldots SSA$$

Du tableau : $\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{50.23 \times 10^3}{0.987 \times 37 \times 348} = 3.95\ cm^2 \rightarrow A_{ax} = 3.95 cm^2$$

Soit **: 6HA14 =9.23 cm²** avec un espacement **de 20cm**

sur Travée :

$$\mu_u = \frac{M_{at}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{75.34 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0387 < 0.392 \ldots\ldots\ldots SSA$$

Du tableau : $\mu_u = 0.0387 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{ax} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{75.34 \times 10^3}{0.981 \times 37 \times 348} = 5.\ cm^2 \rightarrow A_{ax} = 5.96 cm^2$$

Soit **: 6HA14=9.23 cm²** avec un espacement **de 20 cm**

On a utilisé un logiciel de calcule SOCOTEC **:**

Sens		**M(KN.m)**	**OBS**	**A(cm^2)**	**Choix des barres**	**$A_{adoptée}$(cm^2)**	**Espacement (cm)**
Selon (xx)	**En appui**	73.32	**SSA**	6.25	**6HA14**	9.23	20
	En travée	109.99	**SSA**	8.80	**6HA14**	9.23	20
Selon (yy)	**En appui**	50.23	**SSA**	3.95	**6HA14**	9.23	20
	En travée	75.34	**SSA**	5.96	**6HA14**	9.23	20

Tableau VIII.2 : ferraillage du radier .

VIII.9. Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = \delta_0 . b . h \times \frac{3-\left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \quad \text{Avec : } \delta_0 = 0.0008 \text{pour HA FeE400}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0.8}{2} = 3.52 cm^2$$

		$A_{adopté}$ (cm^2)	Amin (cm^2)	Observation
Sens x-x	**ELU**	9.23	3.52	**Condition vérifiée**
		9.23		**Condition vérifiée**
Sens y-y	**ELU**	9.23	3.52	**Condition vérifiée**
		9.23		**Condition vérifiée**

Tableau VIII.3 : Vérification de la condition de non fragilité

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➢ **Sens x-x :**

- $S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 40cm ; 33cm) = 33cm$
- $S_t = 20cm < 33cm$ …… Condition vérifiée.

➢ **Sens y-y :**

- $S_t \leq \min(4h ; 45cm) = \min(4 \times 40cm ; 45cm) = 45cm$
- $S_t = 20cm < 45cm$ …… Condition vérifiée.

VIII.10. Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

- **Évaluation des moments M_x et M_y:**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{5} = 0.82 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$\mathbf{0.4 < \rho \leq 1}$: ⟶ Ladalle travaille dans les deux sens $0.4 < \rho \leq 1$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = q_s \times \mu_x \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 123.07 \times 0.0579 \times 4.1^2 = 119.78 KN.m \\ M_{0y} = 0.778 \times 119.78 = 93.20 \ KN.m \end{cases}$$

Sens x-x : $\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 119.78 = 59.89 KN.m \\ M_{tx} = 0.75 \times 119.78 = 89.83 \ KN.m \end{cases}$

Sens y-y : $\begin{cases} M_{ay} = 0.5 \times 93.20 = 46.59 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 93.20 = 69.89 \text{ KN.m} \end{cases}$

3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$.

Avec : b = 100cm ; d = 37cm ; $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$; $\boldsymbol{\sigma_s} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta_1}.\mathbf{d}.\mathbf{A}}$; $\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma st}{K}$ en (MPa)

Les vérifications faites par logiciel de calcul SOCOTEC :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A (cm^2)	β_1 (10^{-3})	K1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	59.89	9.23	0.868	20.98	201.98	348	9.623	20	Vérifié
	Travée	89.83	9.23	0.868	20.98	303.041	348	14.443	20	Vérifié
Y-Y	Appuis	46.59	9.23	0.868	20.98	157.066	348	7.486	20	Vérifié
	Travée	69.89	9.23	0.868	26.89	235.617	348	11.230	20	Vérifié

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

VIII.11. Ferraillage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

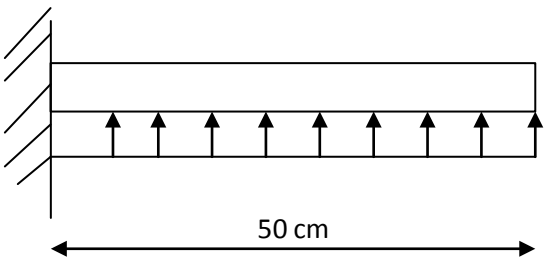


Figure VIII.5 : Schéma statique du débord.

1. Sollicitations de calcul :

- **A l'ELU :** $q_u = 171.06\ \text{KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-171.06 \times 0.5^2}{2} = -21.38\ \text{KN.m}$$

- **A l'ELS :** $q_s = 123.07\ \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-123.07 \times 0.5^2}{2} = -15.38\ \text{KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$b = 100\ \text{cm}$; $d = 37\ \text{cm}$; $f_{bc} = 14.20\ \text{MPa}$; $\sigma_s = 348\ \text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.38 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \ldots\ldots\ldots SSA$$

Du tableau : $\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.38 \times 10^3}{0.995 \times 37 \times 348} = 1.67\ \text{cm}^2$$

A_s = 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de **25cm.**

❖ Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 1.67}{400} = 3.55\text{cm}^2$$

$A_{min} = 3.55\ \text{cm}^2 < A = 4.52\ \text{cm}^2$ condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ \text{cm}^2$

Soit : **A_r = 4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de **25 cm** .

❖ Vérification à l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122 \rightarrow \beta_1 = 0.942\ ; K = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{15.38 \times 10^6}{0.942 \times 370 \times 4.52 \times 10^2} = 97.62\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{135.71}{71.21} = 1.37\ \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ \text{MPa}$$ Condition vérifiée**.**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

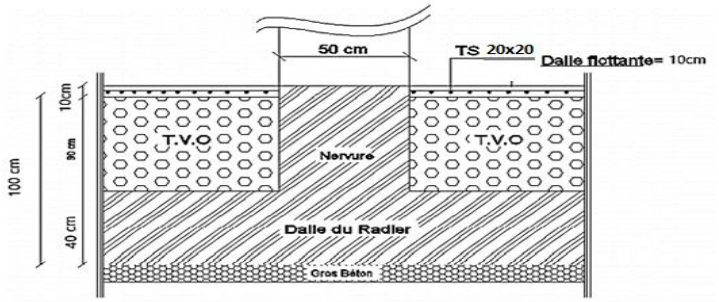
$\sigma_{st} = 97.62\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348\ \text{MPa}$ Condition vérifiée**.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferraillage du débord.

VIII.12. Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, l**a nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis** et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.



1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :** Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

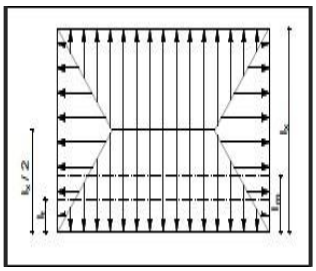


Figure VIII.6: Répartition trapézoïdale

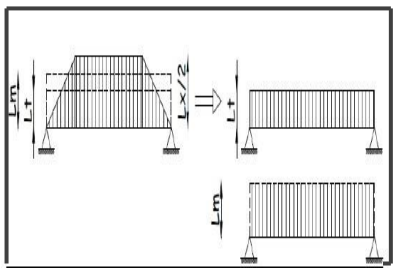


Figure VIII.7 : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

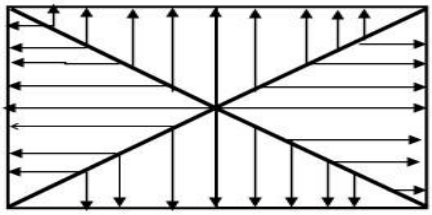


Figure VIII.8 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times 0.333$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times 0.25.$

2. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant : $\begin{cases} Q_U = q_u \times L_m \\ Q_S = q_s \times L_m \end{cases}$

Pour les efforts tranchants : $\begin{cases} Q_U = q_u \times L_t \\ Q_S = q_s \times L_t \end{cases}$

3. Détermination des charges :

- **A L'ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}}\right) = \left(196.62 - \frac{7702.17}{301.4} - \frac{1327.025}{75.83}\right) = 153.57 \text{ KN/m}^2$$

- **A L'ELS** :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}}\right) = \left(148.62 - \frac{7702.17}{301.4} - \frac{1327.025}{75.83}\right) = 105.56 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Charges à considérer :

Sens X-X (a-b): Lm = Lx. (0.333)
LT = Lx. (0.25)

Sens Y-Y : Lm = Ly (0.333)
LT = Ly (0.25) Charge traingul

- **Sens transversal :**

									Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneaux**	**L_x**	**L_y**	**P**	**L_m**	**L_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	**Q_{um}**	**Q_{sm}**	**Q_{sm}**	**Q_{ut}**	**Q_{ut}**	**Q_{st}**	**Q_{st}**
A-B	**1**	4	5	0.8	1.33	1	153.57	105.56	204.25	408.49	140.39	280.80	153.57	307.14	105.56	211.12
	2	4	4.1	0.975	1.33	1	153.57	105.56	204.25		140.39		153.57		105.56	
B-C	**1**	4.1	5	0.82	1.36	1.025	153.57	105.56	208.85	417.71	143.56	287.12	157.41	314.82	108.20	216.40
	2	4.1	4.1	1	1.36	1.025	153.57	105.56	208.85		143.56		157.41		108.20	
C-D	**1**	3.2	5	0.64	1.06	0.8	153.57	105.56	162.78	325.56	111.89	223.78	122.85	245.71	84.44	168.90
	2	3.2	4.1	0.78	1.06	0.8	153.57	105.56	162.78		111.89		122.85		84.44	
D-E	**1**	4.1	5	0.82	1.36	1.025	153.57	105.56	208.85		143.56		157.41		108.2	
	2	4.1	4.1	1	1.36	1.025	153.57	105.56	208.85	417.71	143.56	287.12	157.41	314.82	108.2	216.40
E-F	**1**	4	5	0.8	1.33	1	153.57	105.56	204.25		140.739		153.57		105.56	
	2	4	4.1	0.975	1.33	1	153.57	105.56	204.25	408.49	140.39	280.80	153.57	307.14	105.56	211.12

Tableau VIII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Remarque : toutes les charges dans les directions transversal sont des Charges triangulaire.

- **Sens Longitudinal :**

									Moment fléchissant			Effort tranchant			
Travée	**Panneaux**	**L_x**	**L_y**	**P**	**L_m**	**L_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	**Q_{um}**	**Q_{sm}**	**Q_{sm}**	**Q_{ut}**	**Q_{ut}**	**Q_{st}**	**Q_{st}**
1-2	**1**	4.1	5	0.82	1.93	1.65	153.57	105.56	296.40	597.4	203.73	410.62	253.40	514.46	174.17	353.62
	2	4	5	0.8	1.96	1.7	153.57	105.56	301		206.89		261.07		179.45	
2-3	**1**	4.1	4.1	1	1.36	1.025	153.57	105.56	208.85	423.85	143.56	291.34	157.41	323.26	108.20	222.2
	2	4	4.1	0.97	1.4	1.08	153.57	105.56	215		147.78		165.85		114	
3-4	**1**	4.1	2.52	0.61	0.83	0.63	153.57	105.56	127.46		87.61		96.75		66.5	
	2	4	2.52	0.63	0.83	0.63	153.57	105.56	127.46	254.93	87.61	175.23	96.75	193.50	66.5	133

Tableau . VIII .6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .

Remarque : toutes les charges dans les directions Longitudinal sont des Charges Trapézoïdales

✓ **Sens transversal :**

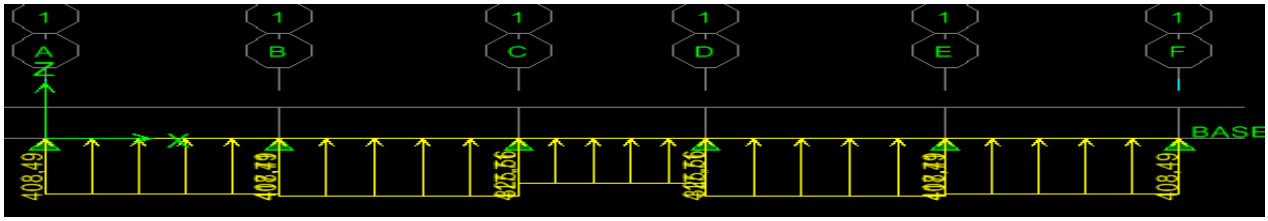


Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

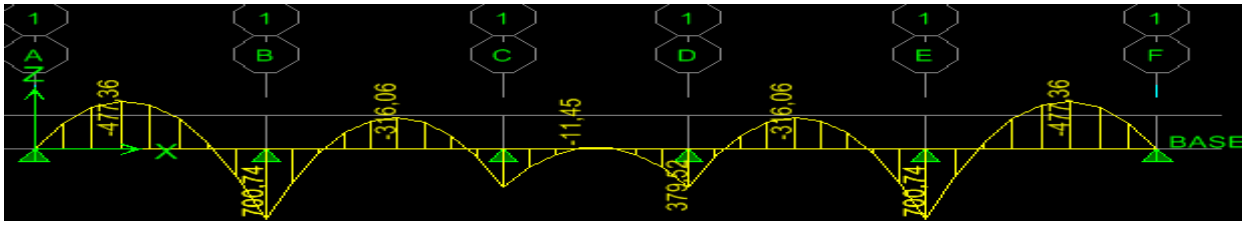


Figure VIII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

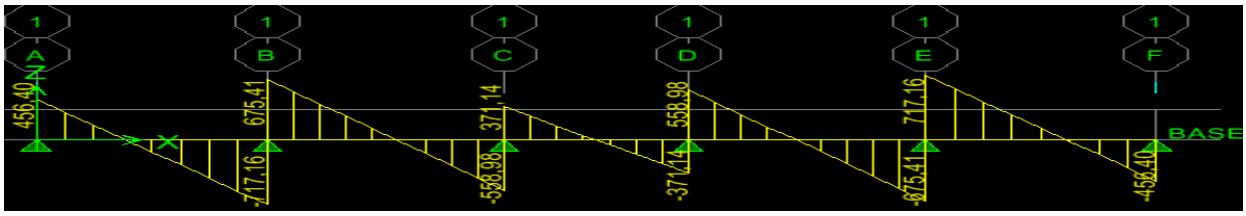


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

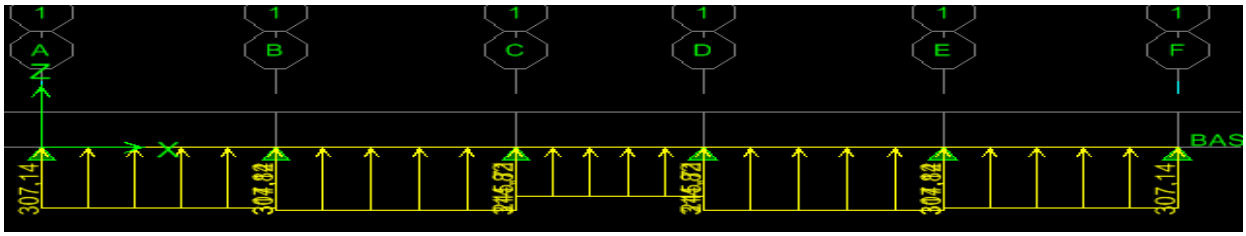


Figure VIII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens x-x).

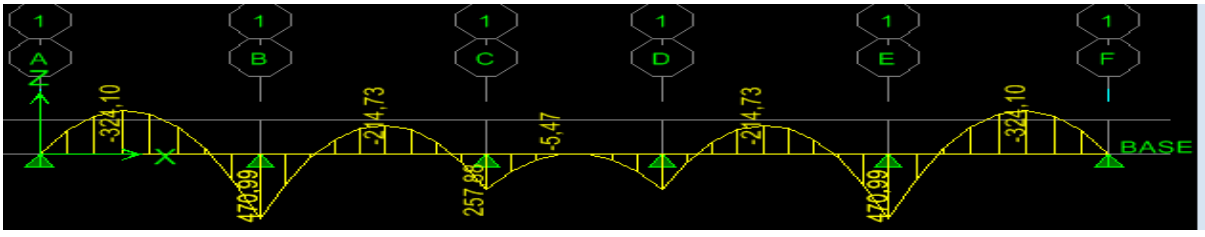


Figure VIII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

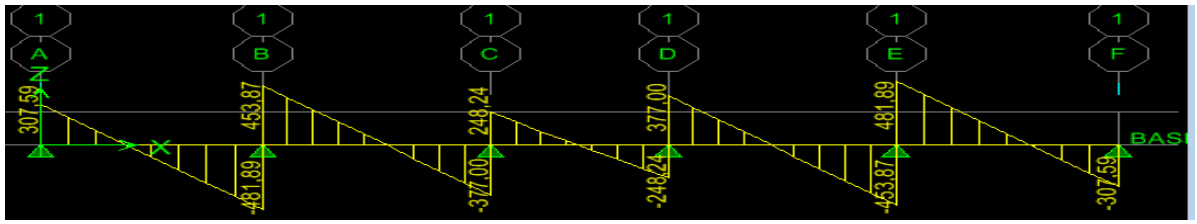


Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

✓ **Sens longitudinal :**

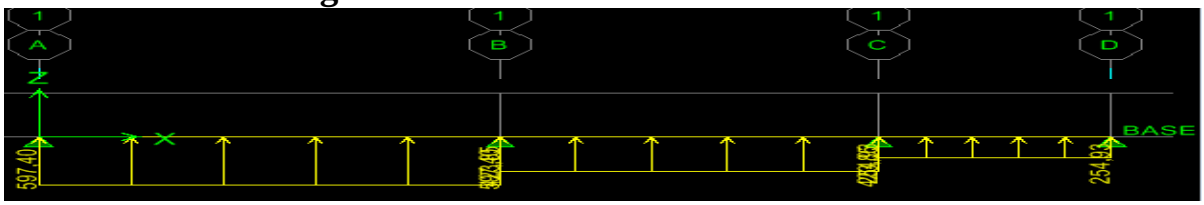


Figure VIII.15: Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).

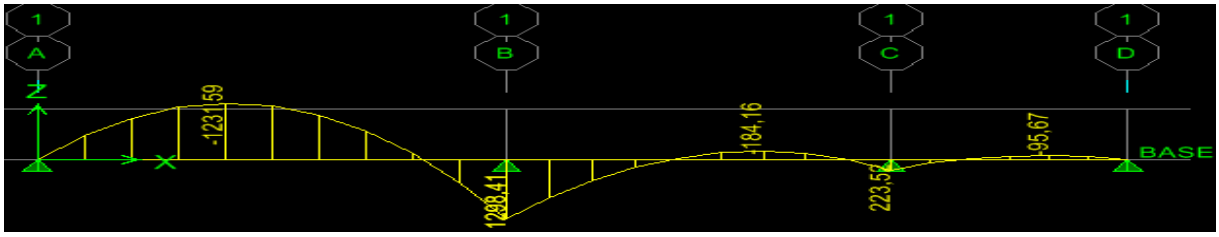


Figure VIII .16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)

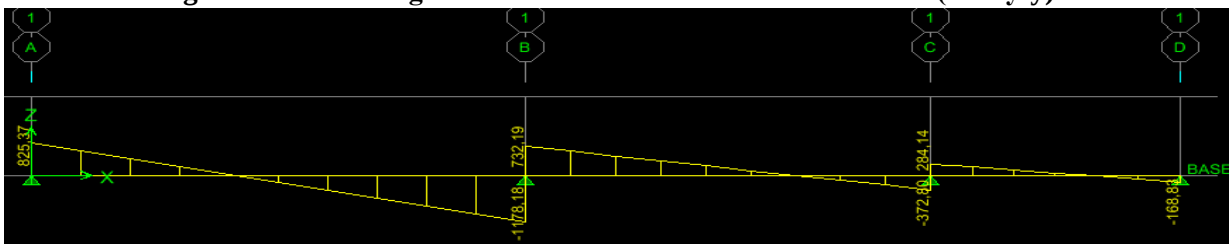


Figure VIII .17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).

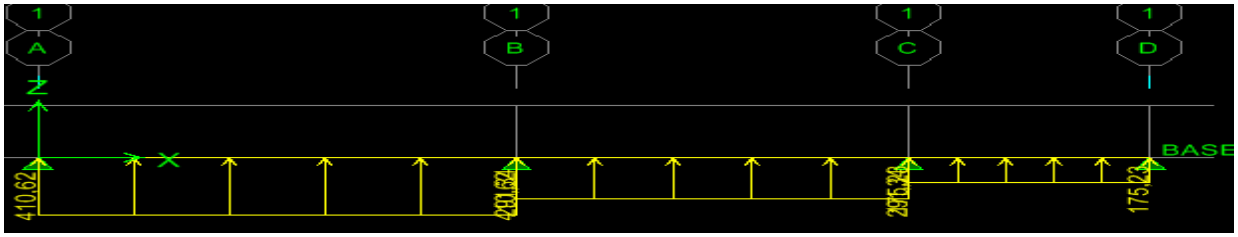


Figure VIII .18: Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y).

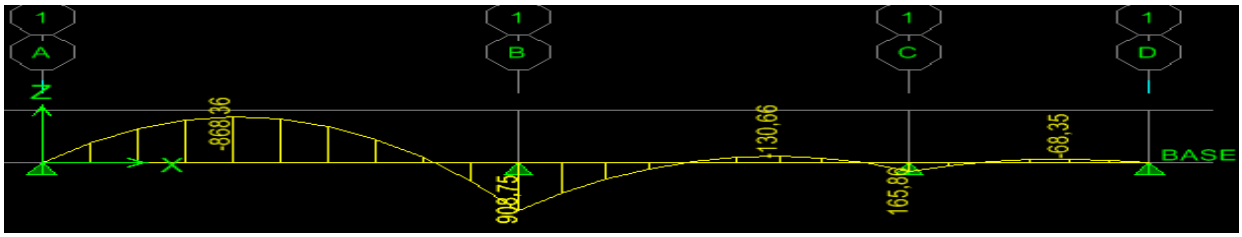


Figure VIII.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

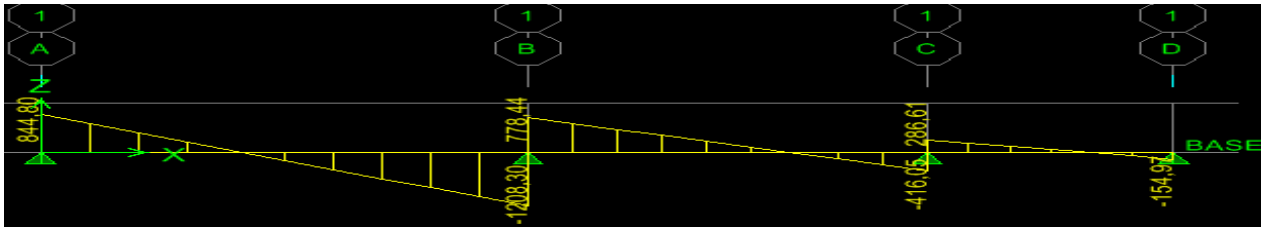


Figure VIII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

Remarque :

On fait l'appui double par ce que les réaction sont dans le plan verticales (G+Q) et le plan horizontale (charge sismique EX-EY).

4. Ferraillage :

Après la modélisation les charges des nervures dans ETABS on obtient les résultats suivants :

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**
$\mathbf{M_a^{max}(KN.m)}$	700,74	470.99	1298.4	908.75
$\mathbf{M_t^{max}(KN.m)}$	477,36	324.1	1231.59	868.36
$\mathbf{T_{max}(KN)}$	717.16	481.89	1178.18	1208.3

Tableau VIII .7 : Efforts internes dans les nervures.

- **Armatures longitudinales :**

$b = 60\ cm$; $d = 107\ cm$; $f_{bc} = 14.20\ MPa$; $\sigma_s = 348\ MPa$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u		Section	A(cm^2)	$\mathbf{A_{adop}\ (cm^2)}$
X-X	**Appuis**	700.74	0.043	0.978	SSA	19.24	**4HA20+4HA16=20.61**
	Travée	477.36	0.029	0.985	SSA	13.02	**4HA16+4HA14 =14.19**
Y-Y	**Appuis**	1298.4	0.08	0.958	SSA	36.39	**12HA20=37.7**
	Travée	1231.5	0.075	0.961	SSA	34.42	**12HA20=37.7**

Tableau VIII.8 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\ mm$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset_t = 8\ mm$

- **Espacement des armatures :**

➢ **En zone nodale :** $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\emptyset_l\right\} = \min\{27.5\ ;\ 12(1.6)\} = \min\{27.5\ ;\ 19.2\} = 19.2\ cm$

Soit : $S_t = 10\ cm$

➢ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{110}{2} = 55\text{cm}$

Soit : S_t = 20 cm.

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\ \text{cm}^2$$

Soit : **A_t =4HA8 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier).**

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

A_s=3cm² /ml x 1 =3cm²

On opte pour : **2HA14 = 3.08cm².**

VIII.13. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(50x117x2.1)}{400} = 7.06\ \text{cm}^2$$

➢ Aux appuis :

- $A_a = 17.76\text{cm}^2 > A_{min} = 7.06\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**
- $A_a = 33.85\text{cm}^2 > A_{min} = 7.06\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**

➢ En travées :

- $A_t = 11.96\text{cm}^2 > A_{min} = 7.06\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**
- $A_t = 32\text{cm}^2 > A_{min} = 7.06\text{cm}^2$ **Condition vérifiée**

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\}\text{Mpa}$$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\}\text{Mpa} = \min\left\{0.15\frac{25}{1.5}; 4\right\}\text{Mpa} = 2.5\text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{717.16\times10^3}{500\times1070} = 1.34\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$$ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{1178.18\times10^3}{500\times1070} = 2.2\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$$ **Condition vérifiée.**

VIII .14. Vérifications à l'ELS :

On a utilisé un logiciel de calcule SOCOTEC pour la vérification :

- **Vérification des contraintes :**

1. **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\rho_1 = \frac{100\times A_s}{b\times d}$; $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$

$$\sigma_{bc} \le \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\times f_{c28} = 0.6\times25 = 15\text{Mpa}$$

2. **Dans les aciers :** $\sigma_s \le \bar{\sigma}_s = 348$ MPa.

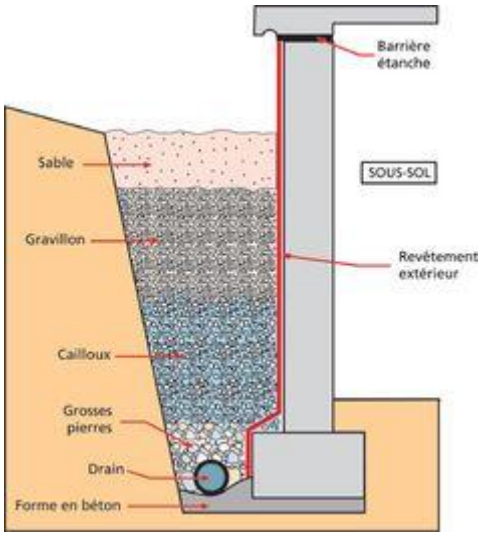
Sens	Zone	M_s(KN.m)	$A_s(cm^2)$ (ELU)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X- X	Appuis	470.99	20.61	219.5	348	1.29	15	Vérifié
	Travée	323.1	14.19	217.14	348	0.924	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	908.75	37.7	233.21	348	2.61	15	Vérifié
	Travée	868.36	37.7	218.99	348	0.78	15	Vérifié

Tableau VIII.9 : vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Chapitre IX :

Mur plaque .

IX . Etude du mur plaque



IX.1.Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute Surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes aux quelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable.

il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

IX.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1m de largeur.

h (m)	e (m)	L (m)
2.15	0.20	19.7

Tableau IX.1 : Pré-dimensionnement de mur plaque.

IX.3.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher du sous-sol.

Si il y a un joint de 2 cm entre le poteau et le mur il peut pas entre calculer comme une console mais il est plutôt encastré aux poteaux et à la fondation et simplement appuyé au plancher.

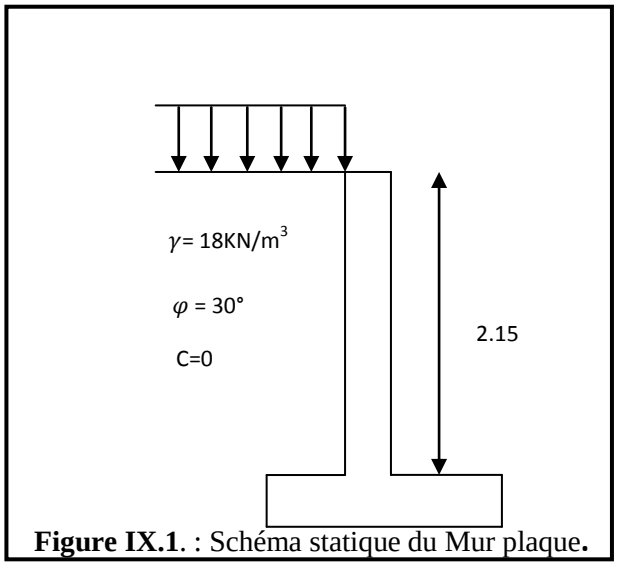


Figure IX.1. : Schéma statique du Mur plaque**.**

a. **Détermination des sollicitations :**

- Surcharge éventuelle : **q = 10 KN/m².**
- Poids volumique des terres : **γ= 18 kN/m ^{3}.**
- Angle de frottement interne **: φ = 30^0.**
- Cohésion : **C =0**
- La contraint admissible de sol : $\overline{\sigma}_{sol}$ **= 2 bars.**
- β **=0** : angle de la surface du remblai horizontal.
- **λ=0** : la paroi de mur est verticale.
- **δ=0** : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

- **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm.**

γ(KN/m²)	q (KN/m²)	φ	C	$\overline{\sigma}_{sol}$ (	β	λ	δ
18	10	**30^0**	0	2 (bars)	0	0	0

Tableau IX.2:Détermination des sollicitations.

b. **Détermination des sollicitations :**

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale σ_V : Contrainte verticale

$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$

$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - 0{,}5 \Longrightarrow$ **K_0 =0,50**

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 2.50$ m

- **A l'ELU : K_0=0,5**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5 \times q)$

h=0→ $\sigma H_1 = 0{,}5 \times (1{,}5 \times 10)$ = **7,5 KN/m^2**

h=2,50→ $\sigma H_2 = 0{,}5 \times (1{,}35 \times 18 \times 2.50 + 1{,}5 \times 10)$ = **37.87 KN/m^2**.

➢ **A l'ELS:**

$\sigma'_h = Ka \times \sigma_v = Ka \times (\gamma \times h + q)$

h=0→ σ'_{H1}=0,5x10 = **5 KN/m^2.**

h=2,50→ σ'_{H2}=0,5x (10+18 x 2.50) = **27.5KN/m^2.**

c. **Diagrammes des contraintes :**

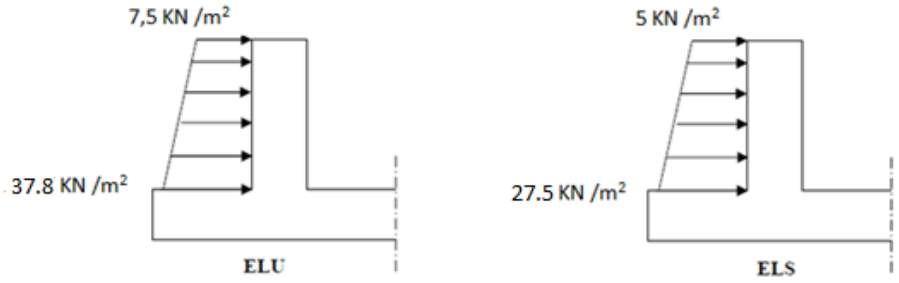


Figure IX.2: Diagramme des contraintes

d. **Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

➢ **A l'ELU :** $q_u = \frac{(3\,\sigma 1+\sigma_2)}{4} \times 1m = \frac{(3x\ 37.8\ +7,5)}{4} x\ 1m =$ **30.22 KN/m.**

➢ **A l'ELS :** $q_s = \frac{(3\,\sigma'1+\sigma'_2)}{4} \times 1m = \frac{(3x27.5\ +5)}{4} x\ 1m =$ **21.87 KN/m.**

IX.4.Ferraillage de mur plaque :

1. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés Sur 4 appuis.

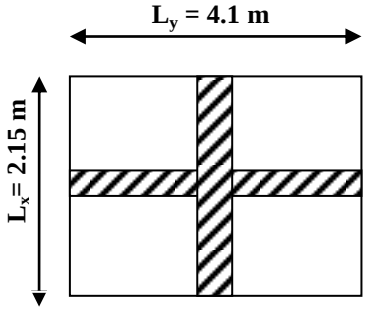
Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle,

les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée 0.75 et 0.85.

Moment d'encastrement sur les grandes cotés:

- 0.3 (appuis de rive) ; 0.5 (autres appuis).



2. Identification des panneaux :

L_x = 2.15 m L_y = 4.1 m

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.15}{4.1} = 0.5$$

$\rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ **le panneau travaille dans les deux sens**

➢ A l'ELU :

$$\begin{cases} \rho = 0.52 \\ \nu = 0 \end{cases} \qquad \begin{cases} U_x = 0.0918 \\ Uy = 0.250 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0.0918 \text{ x}30.22 \text{ x}2.15^2 = 12.82 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.250 \text{ x}12.82 = 3.2 \text{ KN.m}$

➢ Correction des moments :

- **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 12.82 = **-6.41 KN.m**

M_t = 0.75 x 12.82 = **9.62 KN.m**

- **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 3.2 = **-1.6 KN.m**

M_t = 0.75 x 3.2 = **2.4 KN.m**

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

$\mu = \frac{Mu}{bX\ d2\ x\ Fbu}$; f_{bu} = 14.2 MPA

$A = \frac{Mu}{\beta\ X\ d\ X\ 6s}$

A_{min} = 0.23 X b X d X $\frac{ft28}{fe}$ = 0.23 X 100 X 18 X $\frac{2.1}{400}$ = 2.17.

3. **Les armatures longitudinales :**

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
Xx	**Appuis**	6.41	0.0139	0.392	SSA	0.993	1.03	2	4HA10 =3.14	20
	Travée	9.62	0.01	0,392	SSA	0.995	1.54	2	4HA10 =3.14	20
Yy	**Appuis**	1.6	0.0017	0,392	SSA	0.999	0.255	2	4HA10 =3.14	20
	Travée	2.4	0.0026	0,392	SSA	0.998	0.38	2	4HA10 =3.14	20

Tableau IX.3: Ferraillage du mur plaque

IX.5.Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001\, b\, h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m2

IX.6.Vérification à l'ELS :

- **A l'ELS:**

$$\begin{cases} v = 0.2 \\ \rho = 0.52 \end{cases} \qquad \begin{cases} \mu x = 0.0957 \\ \mu y = 0.391 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x\, qs\, l_X^2 = 0.0957 \text{ x}21.87 \text{ x } 2.15^2 = 9.67\ KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.391\text{x } 9.67 = 3.78\ KN.m$$

- **Correction des moments :**

  - **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 9.67 = **-4.84 KN.m**

M_t = 0.75 x 9.67 = **7.25 KN.m**

- **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 3.78= **-1.89 KN.m**

M_t = 0.75 x 3.78 = **2.84 KN.m**

1. Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$\sigma = k.\ \sigma \leq \sigma = 0.6 \times f = 15MPa$

$\rho = \frac{100XAs}{bd}$ $\sigma_s = \frac{Ms}{\beta XdXAs}$ $\sigma_b = K \text{ x } \sigma_s$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right\} = 201,63MPa$$

⟹ **Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :**

Sens	Zone	M_s (KN.m)	As (Cm^2)	ρ_1	β	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Xx	Appuis	4.84	3.14	0.174	0.932	58.53	91.88	1.56	15	c.v
	Travée	7.25	3.14	0.174	0.932	58.53	137.63	2.35	15	c.v
Yy	Appuis	1.89	3.14	0.174	0.932	58.53	35.87	0.61	15	c.v
	Travée	2.84	3.14	0.174	0.932	58.53	53.91	0.92	15	c.v

Tableau IX.4: vérification des contraintes à l'ELS.

2. Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{M_t}{20\ M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$\mathbf{h_t}$: Hauteur total **20cm**

lx : portée entre nus d'appuis

$\mathbf{M_{ts}^{max}}$: Moment max a l'ELS

M_t = **34.46 KN.m**

$\mathbf{M_0}$: Moment max de la travée isostatique

M_0 = **45.95 KN.m**

$\mathbf{A_{st}}$: Section des armatures **3.14 cm^2**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **18cm.**

AN :

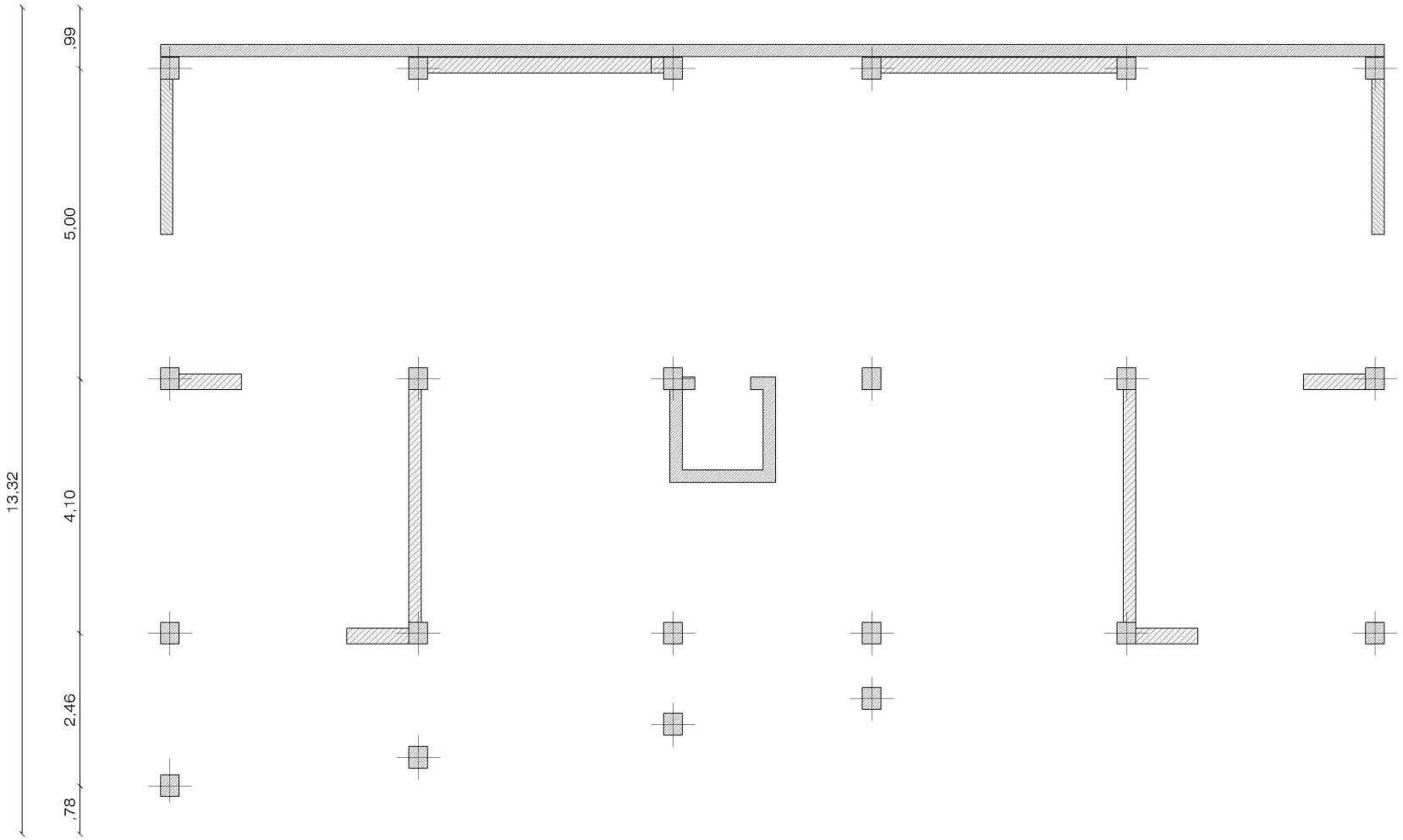
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{215} = 0{,}09 \geq \frac{M_t}{20\ M_0} = \frac{34.46}{20 \times 45.95} = 0{,}037$ ……. **conditionverifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ …… **conditionverifié**

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

IX.7.Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque et de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.



Republique Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

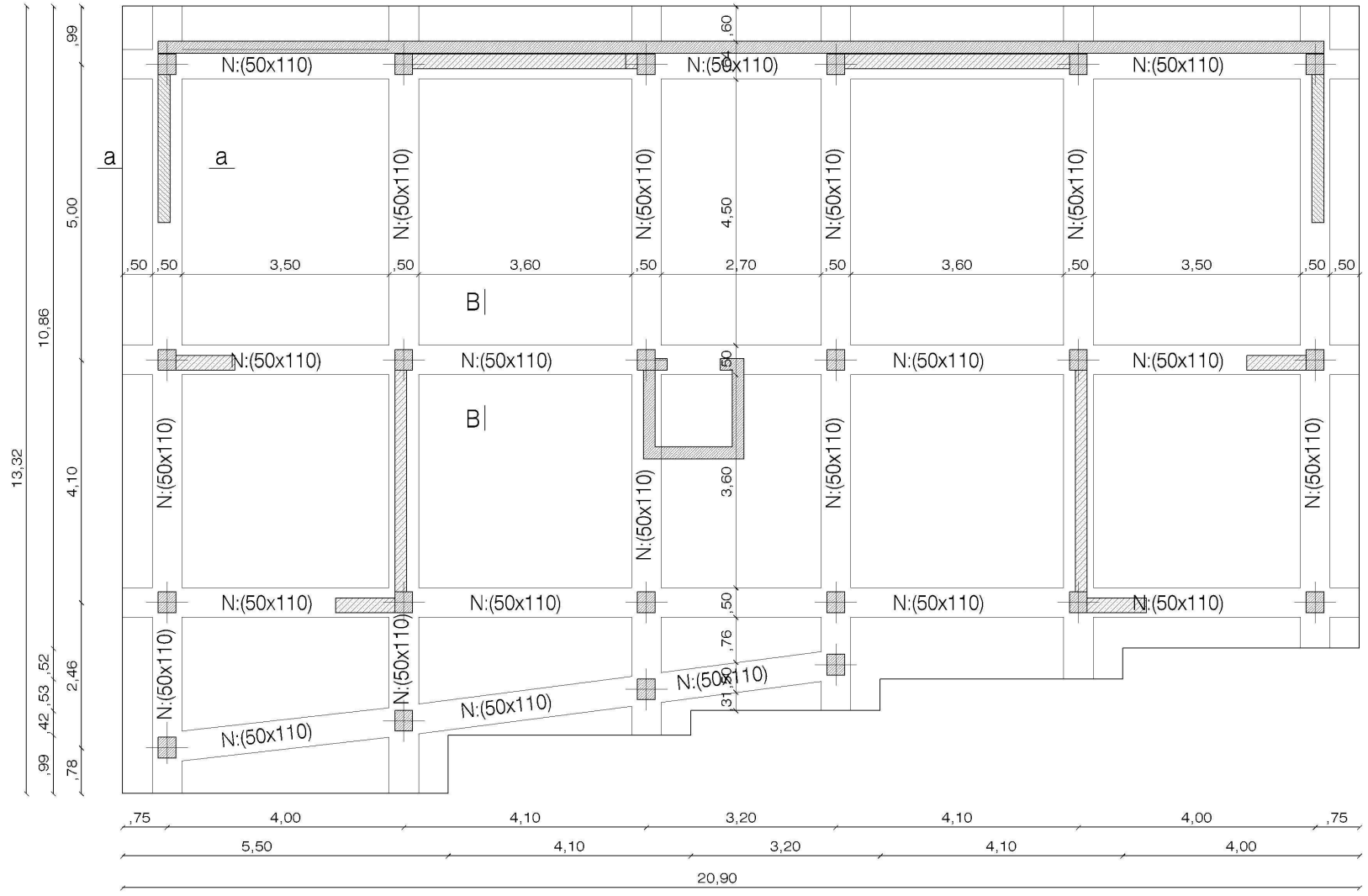
Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN disposition des voiles .

ECHELLE: 1/50 -1/20

F:\ge 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:21:22, PublishToWeb JPG.pc3



Republique Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

Réalisé par: HABBA Amira
& FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

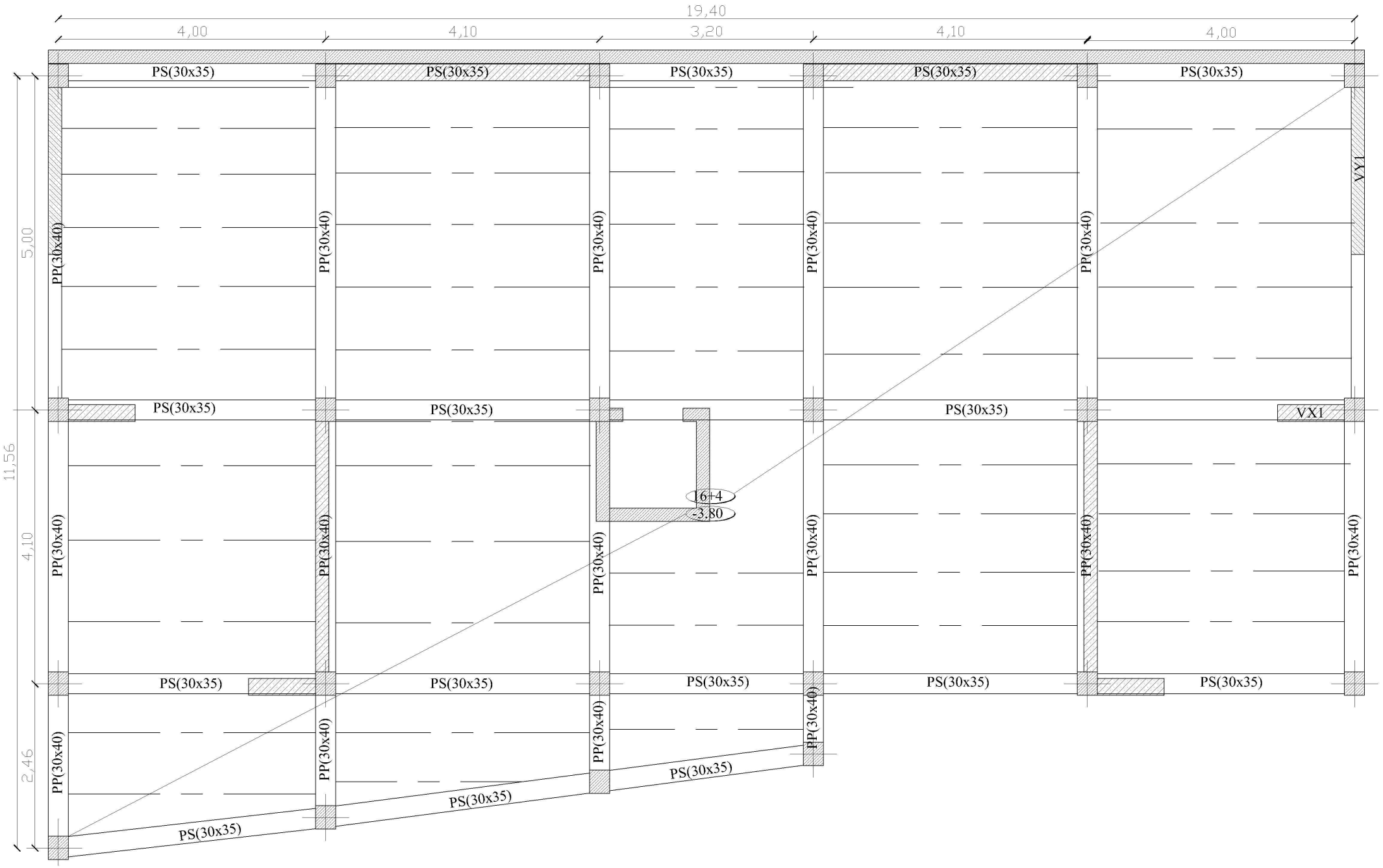
Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN COFFRAGE DE RADIER.

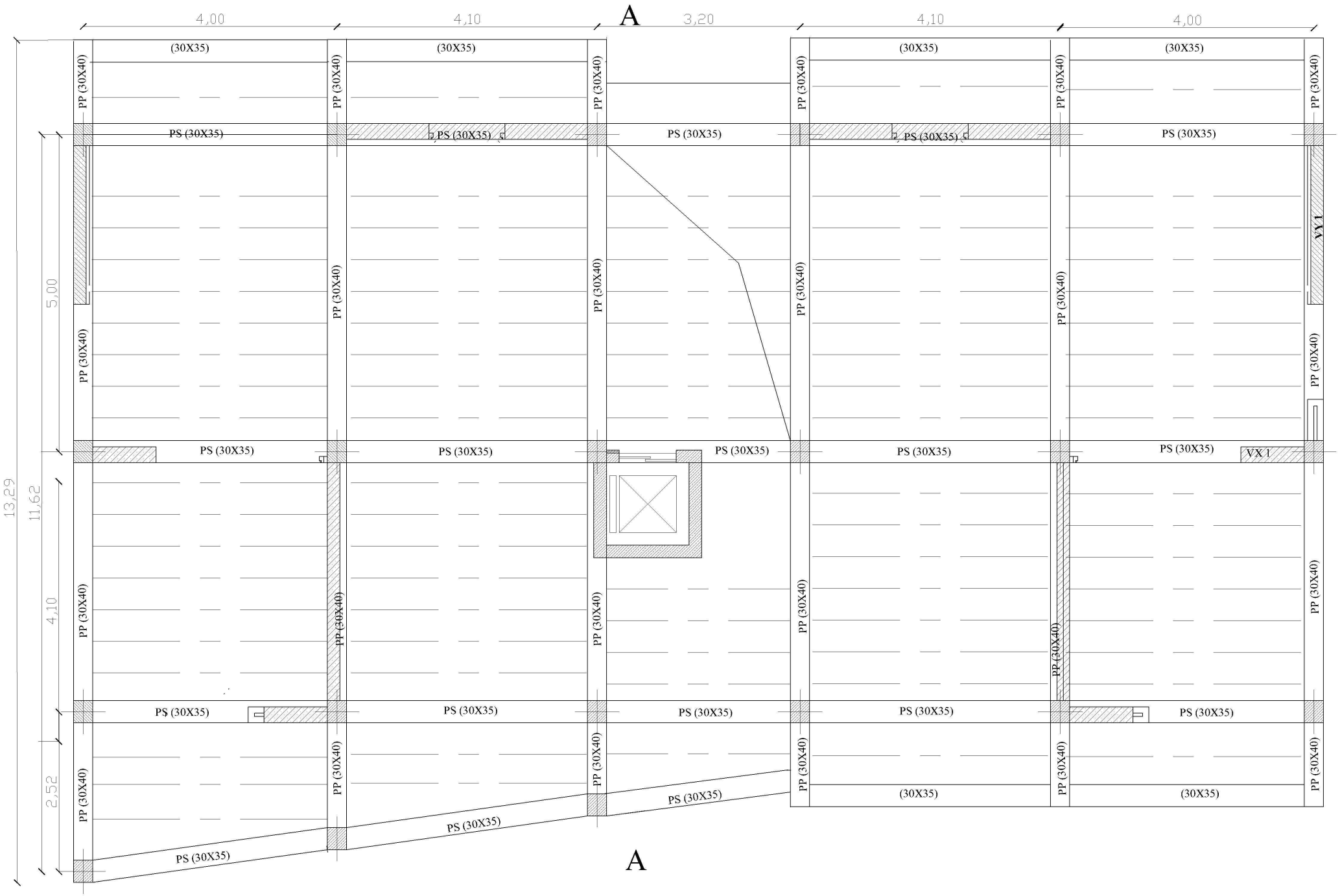
ECHELLE: 1/50 1/20

F:\gc 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:19:50, PublishToWeb JPG.pc3

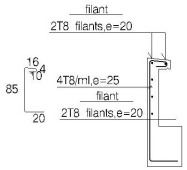
PLAN DE COFFRAGE DU SOUS-SOL



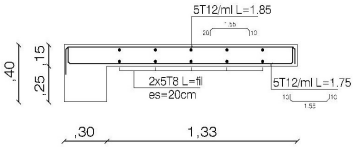
PLAN DE COFFRAGE DU ETAGE COURANT.



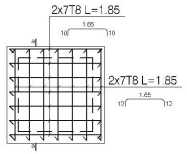
F:\coffrage modéfier.dwg, 05/03/2022 11:24:50, PublishToWeb JPG.pc3



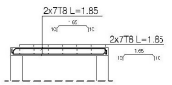
Ferraillage balcon ECH:1/20è



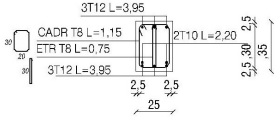
ferraillage dalle salle machine ECH: 1/20é



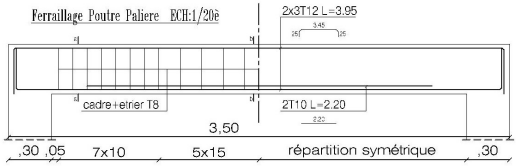
COUPE a-a ECH: 1/20é



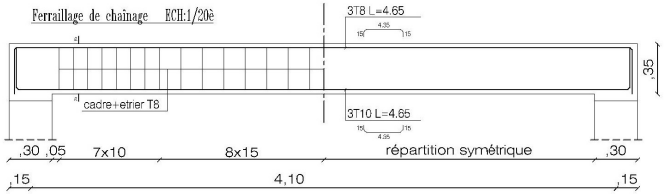
COUPE b-b ECH: 1/20é



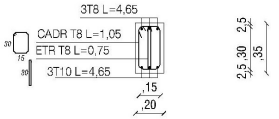
Ferraillage Poutre Paliere ECH:1/20è



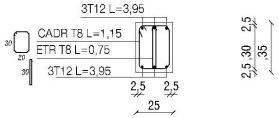
Ferraillage de chainage ECH:1/20è



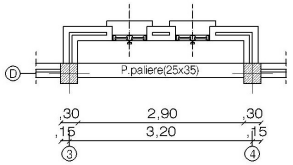
COUPE a-a ECH: 1/20é



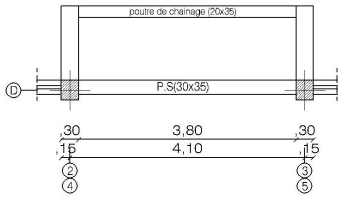
COUPE a-a ECH: 1/20é



VUE en plan Poutre Paliere ECH:1/50è



VUE en plan Poutre de chainage ECH:1/50è



Republique Algerienne Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

Réalisé par: HABBA Amira & FODIL Zahia

Promotion: 2020/2021

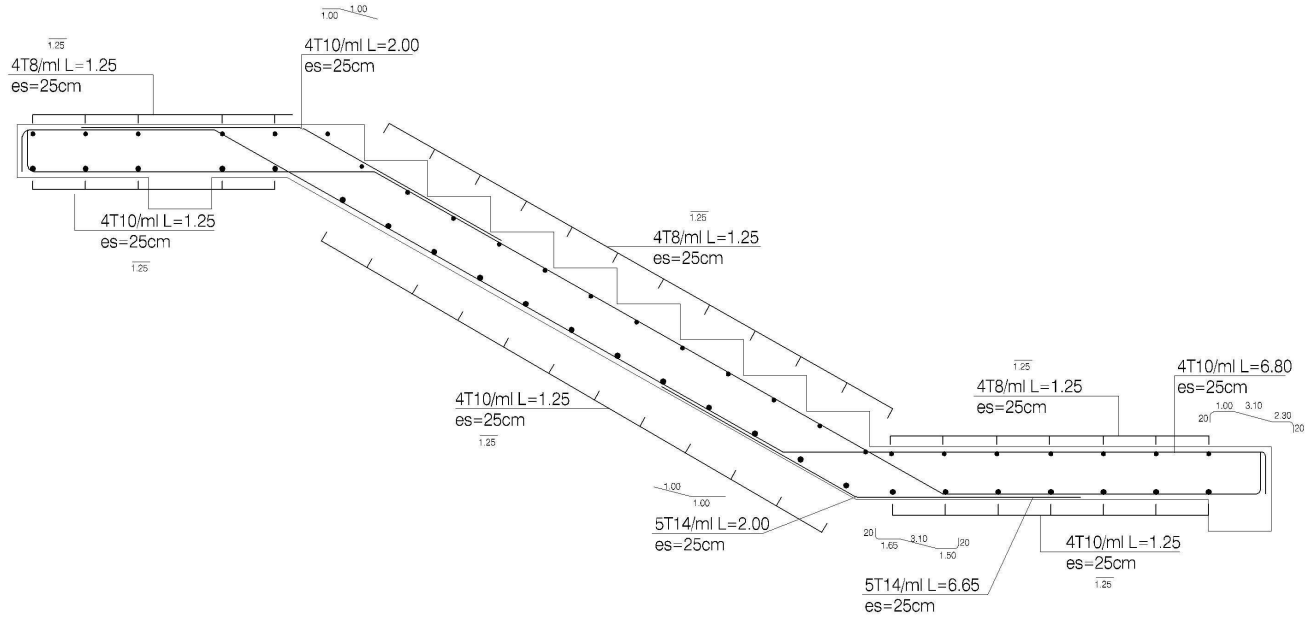
Diriger par Mme: Smahi . R

PLAN FERRAILLAGE des elements secondaire.

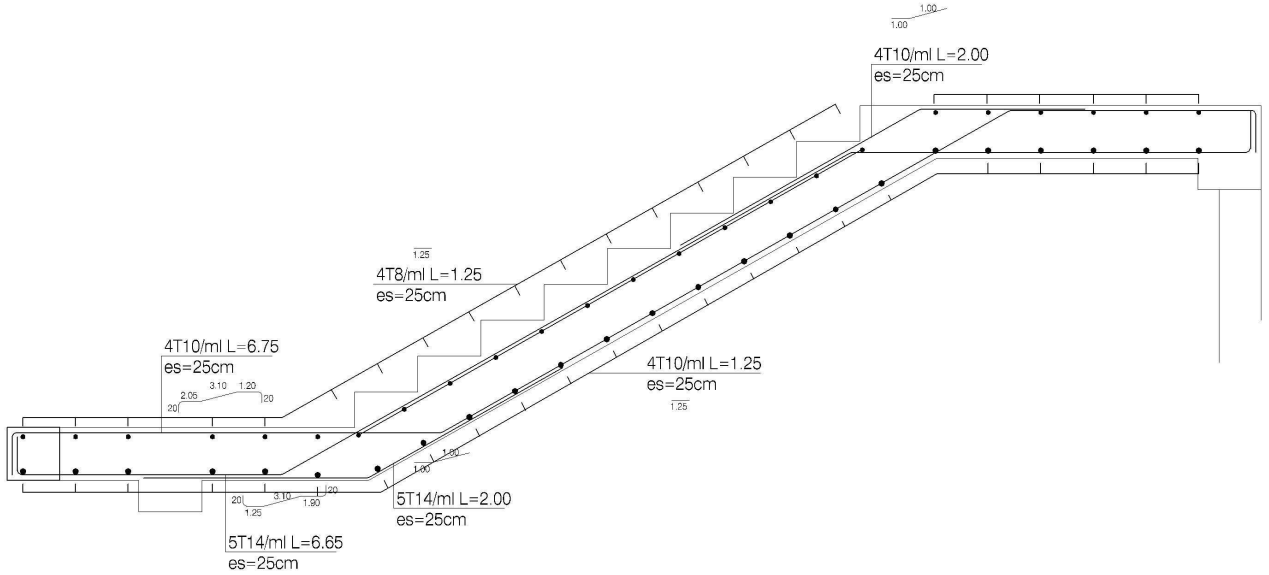
ECHELLE: 1/50 1/20

F:\gc 24.01.2022.dwg, 05/03/2022 10:52:00, PublishToWeb JPG.pc3

Ferraillage escalier volées -2-4-6-8-10-12- ECH:1/20è



Ferraillage escalier volées -1-3-5-7-9-13- ECH:1/20è



Republique Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

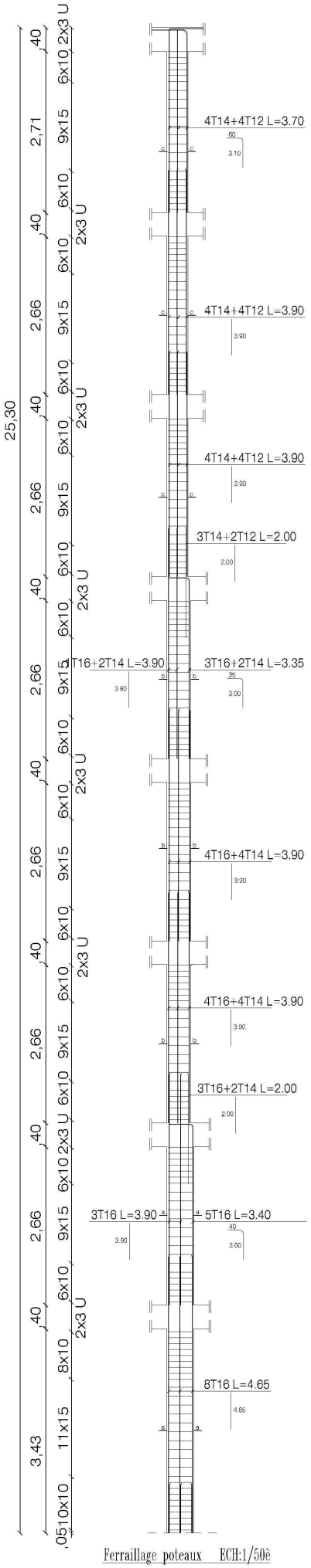
Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN FERRAILLAGE d escaliers

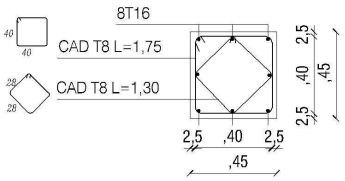
ECHELLE:1/50 1/20

F:\gc escalier.dwg, 05/03/2022 10:58:43, PublishToWeb JPG.pc3

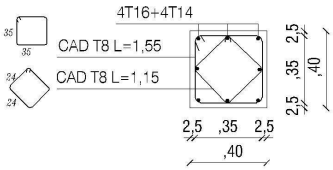


Ferraillage poteaux ECH:1/50è

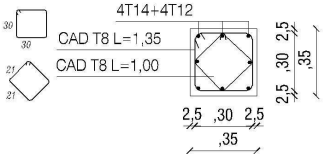
COUPE a-a ECH: 1/20é



COUPE b-b ECH: 1/20é



COUPE c-c ECH: 1/20é



Republique Algerienne Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

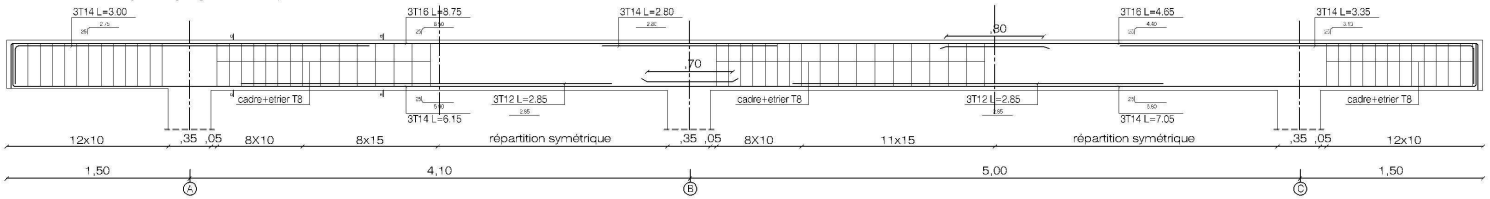
Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE POTEAUX

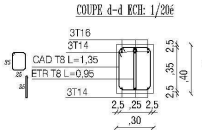
ECHELLE:1/50 1/20

Fig: 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:17:34, PublishToWeb JPG.pc3

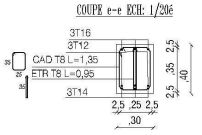
Ferraillage Poutre principale libre ECH:1/20è



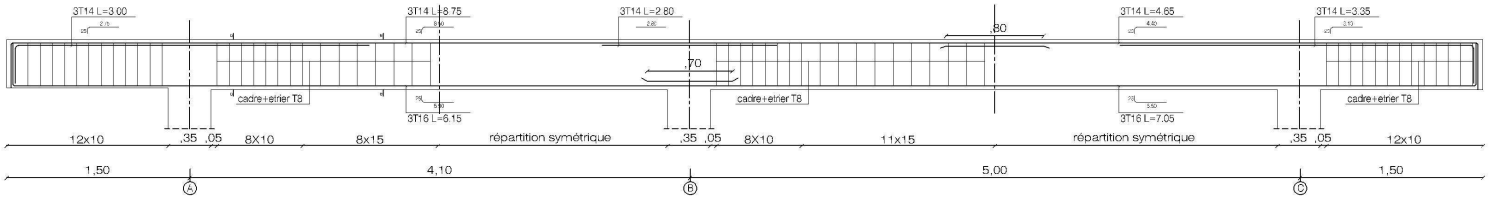
COUPE d-d ECH: 1/20è



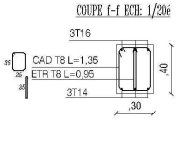
COUPE e-e ECH: 1/20è



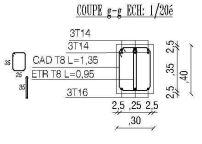
Ferraillage Poutre principale lier au voile ECH:1/20è



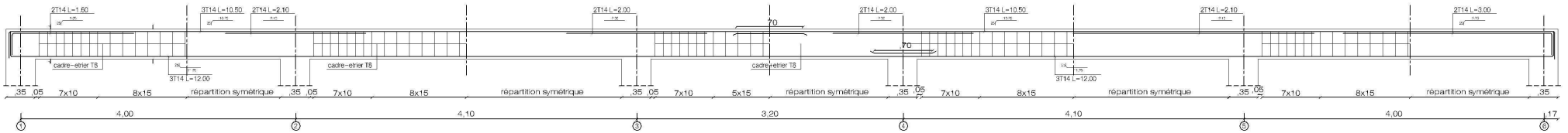
COUPE f-f ECH: 1/20è



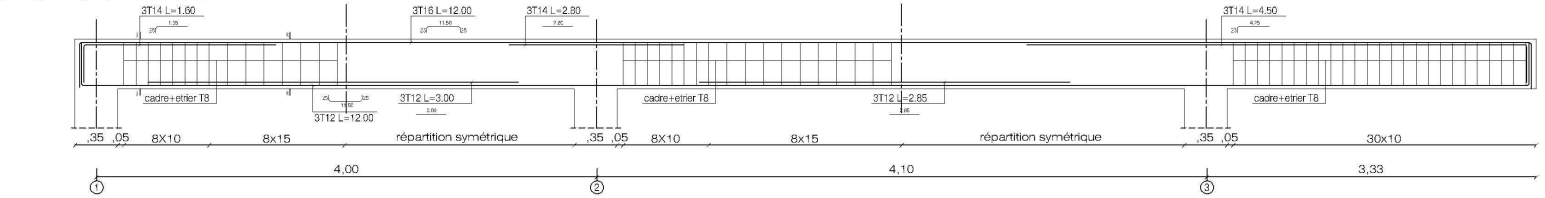
COUPE g-g ECH: 1/20è



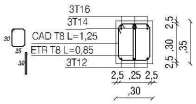
Ferraillage Poutre principale lier au voile ECH:1/20è



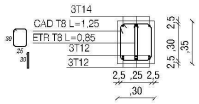
Ferraillage Poutre principale libre ECH:1/20è



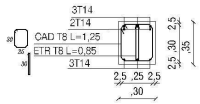
COUPE j-j ECH: 1/20è



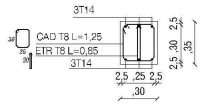
COUPE i-i ECH: 1/20è



COUPE h-h ECH: 1/20è



COUPE i-i ECH: 1/20è



Republic Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

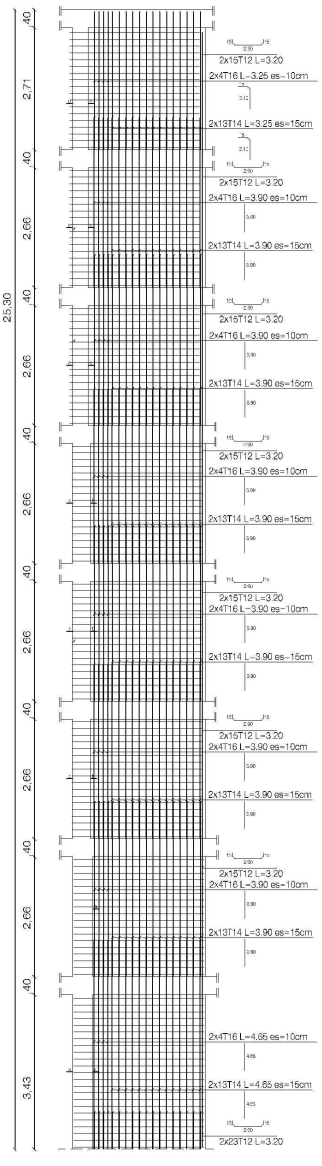
Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

Diriger par
Mme: Smahi . R

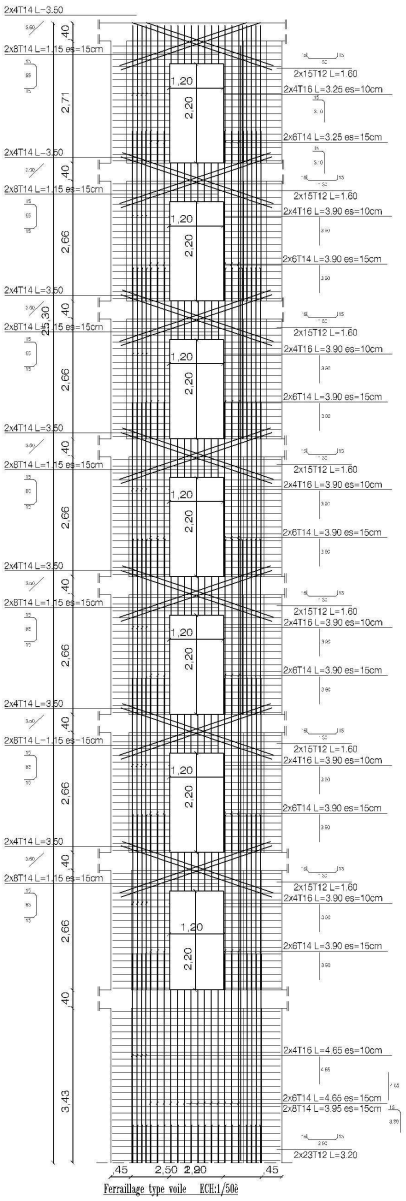
PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES

ECHELLE: 1/50 1/20

F:\gc 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:18:57, PublishToWeb JPG.pc3

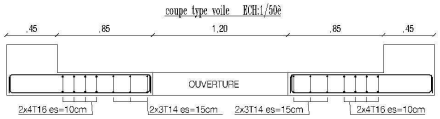


Ferraillage type voile ECH:1/50

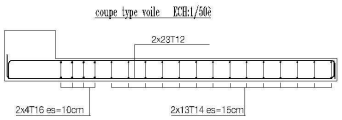


Ferraillage type voile ECH:1/50

coupe type voile ECH:1/50



coupe type voile ECH:1/50



Republique Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

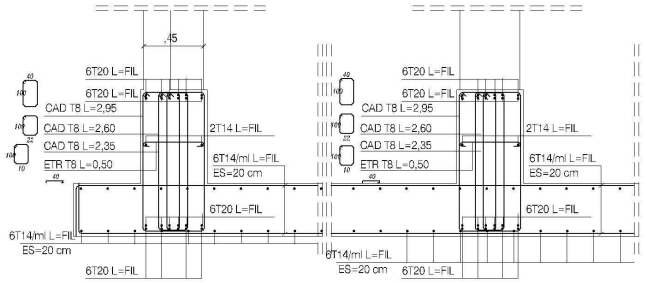
Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE DE VOILES

ECHELLE: 1/50 1/20

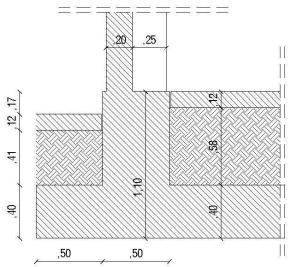
Fig: 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:18:24, PublishToWeb JPG.pc3

FERRAILLAGE NERVURE
AUX APPUIS SENS YY ECH: 1/20è

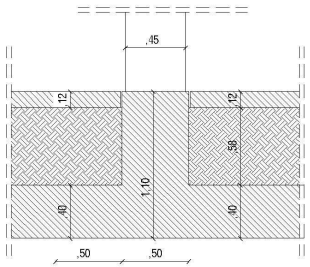


FERRAILLAGE NERVURE
EN TRAVEE SENS YY ECH: 1/20è

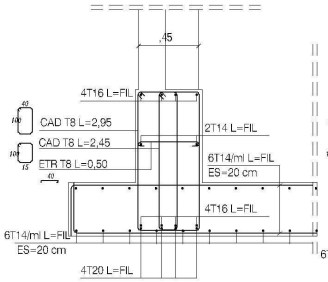
COUPE a-a ECH: 1/20è



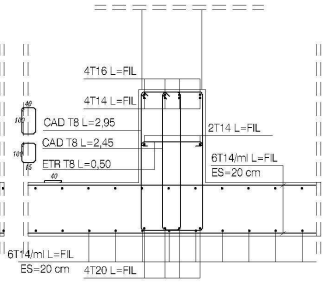
COUPE b-b ECH: 1/20è



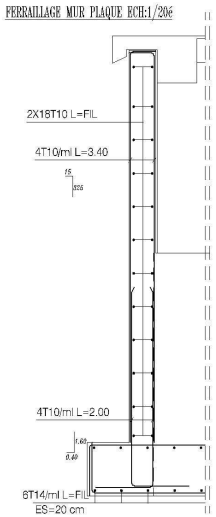
FERRAILLAGE NERVURE
AUX APPUIS SENS XX ECH: 1/20è



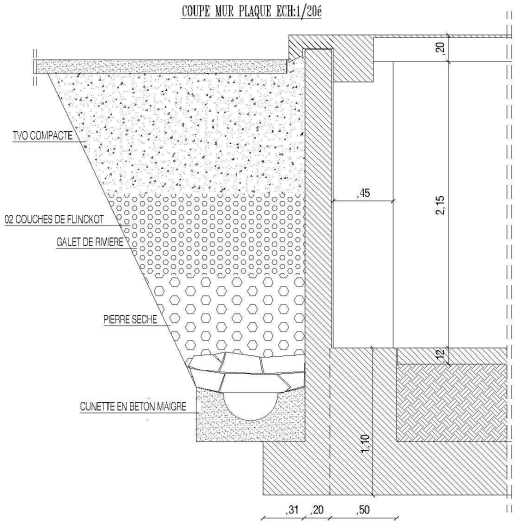
FERRAILLAGE NERVURE
EN TRAVEE SENS XX ECH: 1/20è



FERRAILLAGE MUR PLAQUE ECH:1/20è



COUPE MUR PLAQUE ECH:1/20è



Republique Algerienne
Démocratique et populaire

PROJET: Etude d'une construction en (R+6+s-sol) a usage habitation et commerciale

Réalisé par: HABBA Amira
FODIL Zahia
Promotion: 2020/2021

Diriger par
Mme: Smahi . R

PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE RADIER ET NERVURES ET MUR PLAQUE.

ECHELLE: 1/50 1/20

F:\gc 12.02.2022.dwg, 05/03/2022 11:20:32, PublishToWeb JPG.pc3

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de se projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle.

Ce travail nous a aidé à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC….

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques les étapes de calcule d'un bâtiment qui sont :

-Présentation de l'ouvrage

-Pré-dimensionnement des éléments

-Calcule des éléments secondaires

-Contreventement

-Modélisation

-Vérification

-ferraillage des éléments

-étude de l'infrastructure

-Mur plaque

À la finale nous espérons que se modeste travail sera un point de départ pour d'autres projet dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE :

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse afin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

RÈGLEMENTS :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 et 91/99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.
- Règles de conception de calcul des structures en Béton Armé CBA 93.

COURS :

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

THÈSES :

- Mémoire de fin étude d'un bâtiment(R+10+ s-sol) à usage d'habitation et commercial contre venté par Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS) l'université de TIZI-OUZOU 2018/2019/Option : Construction civile et industriel.
- Étude d'un bâtiment « R +9 » à usage d'habitation contreventé par des voiles porteurs (Modélisé avec ETABS) l'université de Boumerdes 2020 /2019/Option : Construction civile et industriel..
- Étude d'un bâtiment « R +8+e.sol » à usage multiple contreventé par les portiques et voiles en béton armé.

LOGICIELS ET PROGRAMMES :

- ETABS 9.7.0 (Analyse des structures) .
- AUTOCAD 2009 (Dessin) .
- SOCOTEC (Ferraillage) .