

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.

Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI).

THEME

**Étude d'un bâtiment (R+5+ Sous-Sol) à usage d'habitation
et commercial avec un système de contreventement mixte
A l'aide du logiciel ETABS**

Dirigé par :

- Mme Si Ahmed .H

Réalisé par :

- LAMIA SAHEL
- BELKACEMI HANANE

Promotion : 2019/2020

Remerciement

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donnée la force, la patience et le courage pour mener ce projet a terme.

Nos remerciement vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons a exprimé notre sincère gratitude pour notre promotrice Mme Si AHMED HAYET de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant a sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres des jurys qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratif et les enseignants du département génie civil.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

*À mes parents qui m'ont soutenu tout au long de ma vie,
que dieu vous garde pour moi, MERCI.*

*À mes très chers frères, FARID et KARIM
et mes très chères sœurs HOURIA et SARA.*

À mon cher futur mari SAMIR,

À mes belles sœurs NADIA et ZEHRA.

À toute ma famille.

À ma chère amie KENZA.

*À tous mes amis (es) et proches, SOUHILA, LISA,
KARIM, LYNDA, MELISSA, KAHINA,*

À ma supère binôme HANANE.

À toute la promotion CCI (2019/2020).

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail.*

LAMIA

Dédicaces

*Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a
été
exécuté à mené à bien grâce à la participation
exceptionnelle
de notre promoteur.*

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents.
Qui ont su être à mes cotés dans les moments difficile sans
lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que
chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu
que*

je puisse les honorés ;

A ma sœur Maissa et mes frères : Sofiane et Hossam .

A Mon binôme et sœur Lamia ainsi que sa famille

A mon très cher future mari: Mohammed

*A tous mes amis et collègues : Kahina, Karim ,Lynda
,Melissa*

*Je vous dis merci et pour tous qui mon aidés de loin ou
de prés*

pour la réalisation de ce mémoire

Hanane

Sommaire

Liste des tableaux

Listes des figures

INTRODUCTION GENERAL

<u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage	1
<u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments	10
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments non-structuraux	
III.1 : Plancher	22
III.2 : Escaliers	39
III.3 : Acrotère	54
III.4 : poutre palière	62
III.5 : Cage d'ascenseur	70
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation et présentation de logiciel ETABS	80
<u>Chapitre V</u> : vérifications aux exigences de RPA.....	101
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments	
VI.1 poteaux	114
VI.2 poutres	125
VI.3 voiles.....	136
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure	146
<u>Chapitre VIII</u> : Etude d'un voile périphérique.....	156
<u>Conclusion générale</u>	162

Bibliographie

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.

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

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente de l'étage courant.

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

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente d'un mur intérieur.

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente de la dalle pleine.

Tableau II.7 : Récapitulatif de la dégression des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1.1 : les efforts tranchants.

Tableau III.2.1 : les efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.2.2 : les moments fléchissant à l'ELU .

Tableau III.2.3 : les efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III.2.4 : les moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre V : Vérification aux exigences de RPA

Tableau V.1: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Tableau V.2: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

Tableau V.3 : Récapitulation des résultats.

Tableau V.4: facteur d'amplification dynamique moyen.

Tableau V.5 : coefficients d'amortissement.

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action E_x .

Tableau V.7: Déplacements relatifs sous l'action E_y .

Tableau V.8 : Vérification de l'effet P- Δ .

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tableau VI.1.2 : choix des armatures longitudinales.

Tableau VI.1.3 : Vérification des contraintes .

Liste des tableaux

Tableau VI.1. 4 : vérification des contraintes du béton et de l'acier.

Tableau VI.2.1 :Section des armatures longitudinales.

Tableau VI.2.2 :ferraillage des poutres principales.

Tableau VI.2.3 :ferraillage des poutres secondaires.

Tableau VI.2.4:Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Tableau VI.2.5:calcul des armatures transversales à l'ELU.

Tableau VI.2.6:Vérification au cisaillement.

Tableau VI.2.7:Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI.2.8:Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

Tableau VI.2.9: Vérification du ferraillage des poutres principales l'ELS.

Tableau VI.2.10: Vérification du ferraillage des poutres secondaires .

Tableau VI.3.1 : les résultats de calcul du sens transversal.

Tableau VI.3.2 : les résultats de calcul du sens longitudinal.

Chapitre VII : l'étude de l'infrastructure.

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tableau VII.2 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis.

Tableau VII.3 : armature adoptées en travées et aux appuis.

Chapitre VIII : étude d'un voile périphérique

Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique.

Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

Listes des figures :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher d'étage courant.

Figure I.2 : schéma d'un escalier.

Figure I.3 : murs intérieurs et extérieurs

Figure I.4 : dalle pleine en béton armé

Figure. I.5. diagramme contraintes déformations du béton à L'E.L.U .

Figure. I.6. Diagramme contraintes déformations du béton à L'E.L.S

Figure. I.7. Diagramme contraintes déformations de l'acier

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

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

Figure II.2: Coupe du voile.

Figure II.3 : coupe du plancher terrasse inaccessible

Figure II.4 : plancher d'étage courant

Figure II.5 : coupe verticale d'un mur

Figure II.6 : coupe vertical d'un mur intérieur

Figure II.7 : coupe du plancher en dalle pleine

Figure II.8 : localisation du poteau le plus sollicité

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

Figure III.1.2 : Schéma statique du treillis soudé (20x20)cm²

Figure III.1.3 : Coupe vertical d'une poutrelle

Figure III.1.4 : les schémas des poutrelles à étudier

Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.1.6 : diagramme des moments

Figure III.1.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure -III-1-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

LISTES DES FIGURES

Figure. III.1.10 ferrailage de la poutrelle.

Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELU.

Figure III.2.5 schéma statique d'escaliers à l'ELU.

FIGURE III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELS.

Figure III.2.7 :schéma de ferrailage des escaliers.

Figure. III.3.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III-3-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

Figure III-3-3 : schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière

Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes.

Figure III.4.4 : plan de ferrailage de la poutre palière.

Figure III- 5-1 : Cage d'ascenseur.

Figure III-5-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

Figure.III.5.3 : plan de ferrailage de la dalle pleine de L'ascenseur.

Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel ETABS

Figure IV.1 : Vue en 3D.

Figure IV 2 : Vue en plan.

Figure IV 3 : vue en élévation.

Chapitre V : Vérification aux exigences de RPA

Figure V.1 : pourcentage de participation de la masse modale.

Figure V.2 : les charges reprisent par les voiles longitudinales.

Figure V.3 : les charges reprisent par les voiles transversales.

Figure V.4 : les charges reprisent par le bâtiment suivant xx.

Figure V.5 : les charges horizontales reprisent par le bâtiment suivant yy.

Figure V.6 : les Charges verticales reprisent par le bâtiment.

Figure V.7 : les Charges verticales reprisent par les voiles.

LISTES DES FIGURES

Figure V.8. Effort tranchant donné par logiciel.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1.1:Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

Figure VI.1.2 :Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

Figure VI.1.3 : Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

Figure VI.2.1: diagramme des moments dans les poutres principales.

Figure VI.2.2: Ferrailage En Travée d'une Poutre Principale.

Figure VI.2.3: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

Figure VI.2.4 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

Figure VI.2.5: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire.

Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure VI.3.2 : schéma de ferrailages des voiles transversaux.

Figure VI.3.3 : schéma de ferrailages des voiles longitudinaux.

Chapitre VII : l'étude de l'infrastructure.

Figure VII.1 : diagramme des moments à L'ELU.

Figure VII.2 : diagramme des moments à L'ELU.

Figure VII.3 : schéma de ferrailage des longrines.

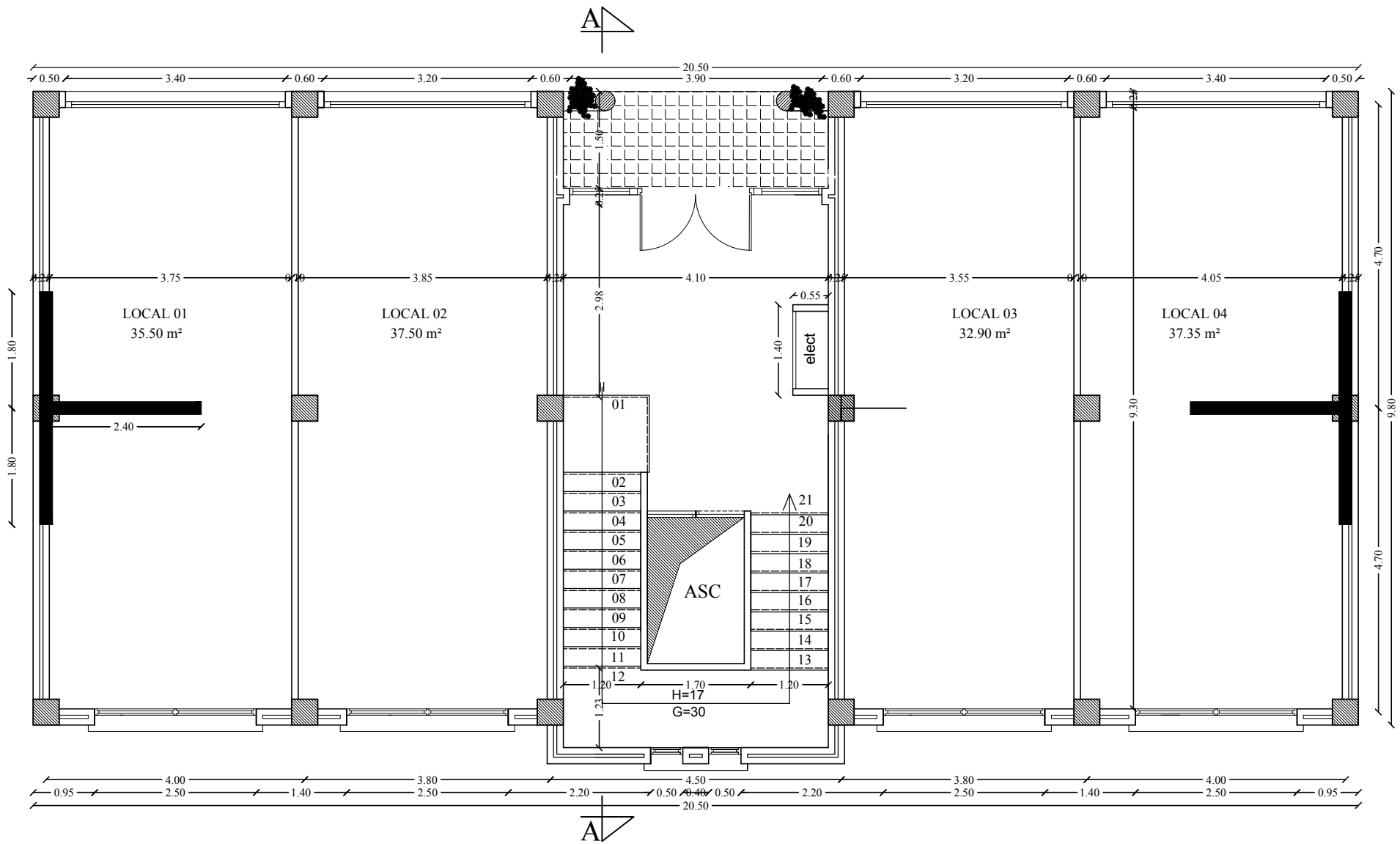
Figure VII.4 : schéma de ferrailage des semelles aux appuis .

Figure VII.5 : schéma de ferrailage des semelles en travée.

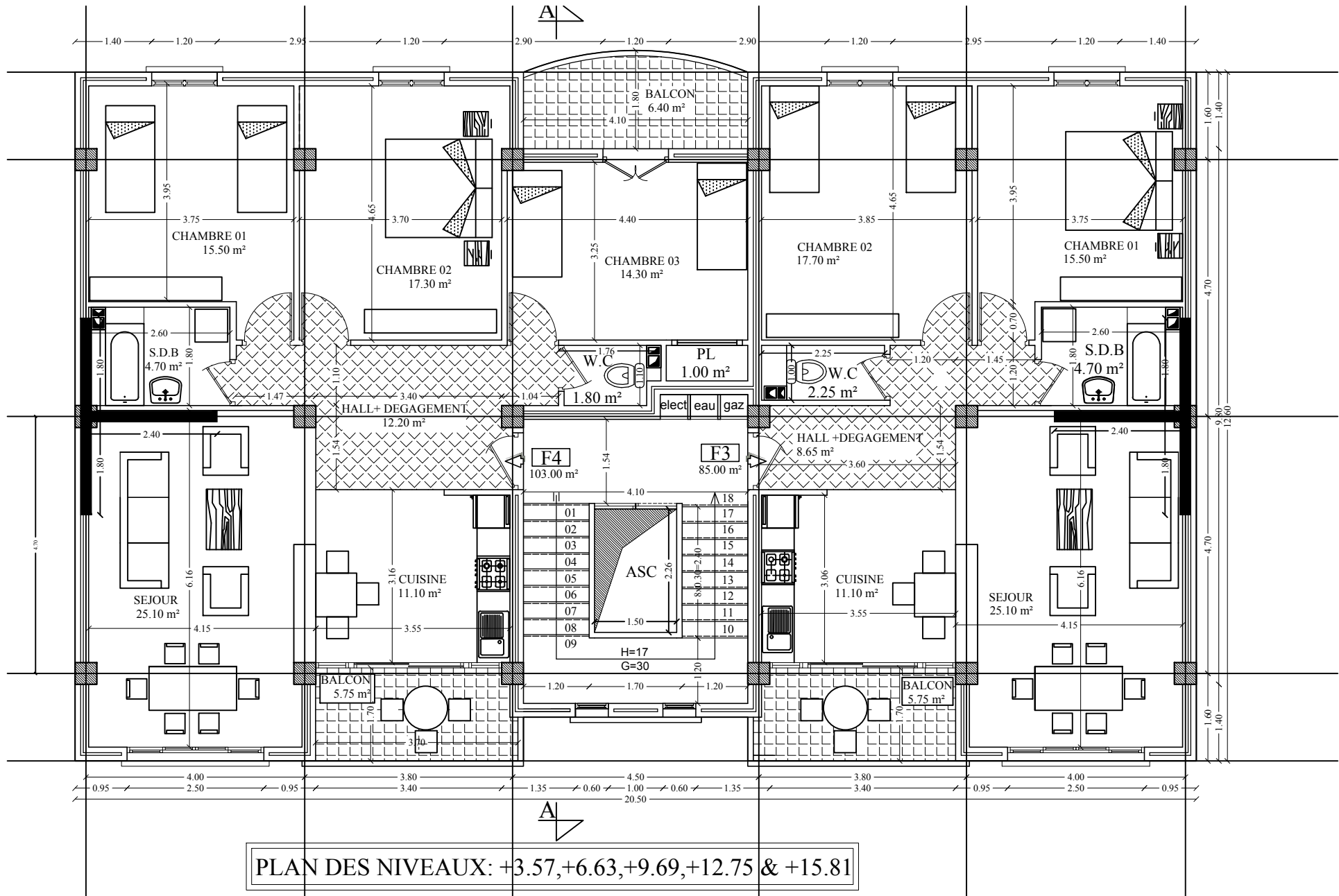
Figure VII.2.plan de ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VIII : étude d'un voile périphérique

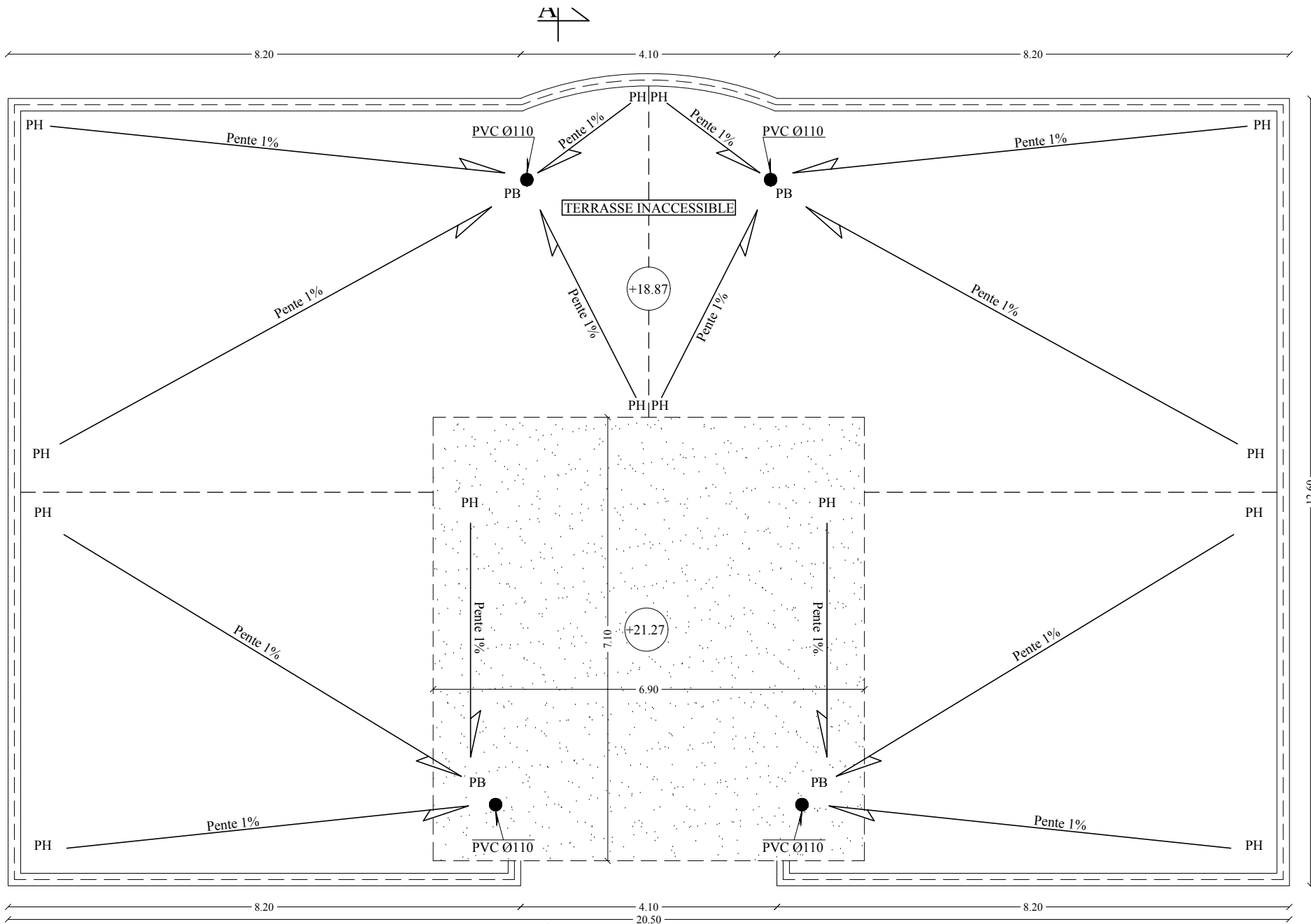
Figure VIII.1 : Schéma statique du Mur plaque.



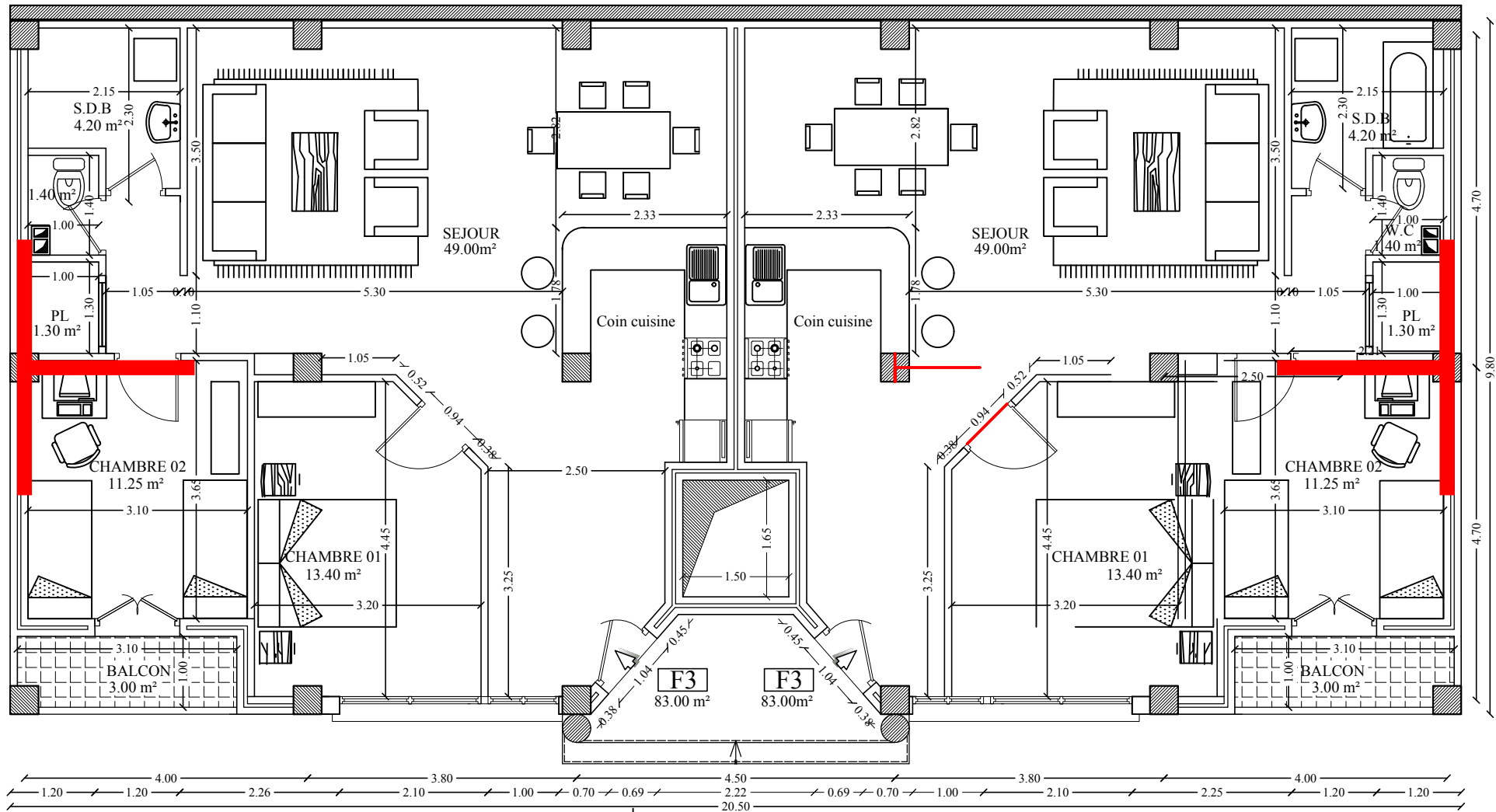
PLAN DU NIVEAU: ±0.00



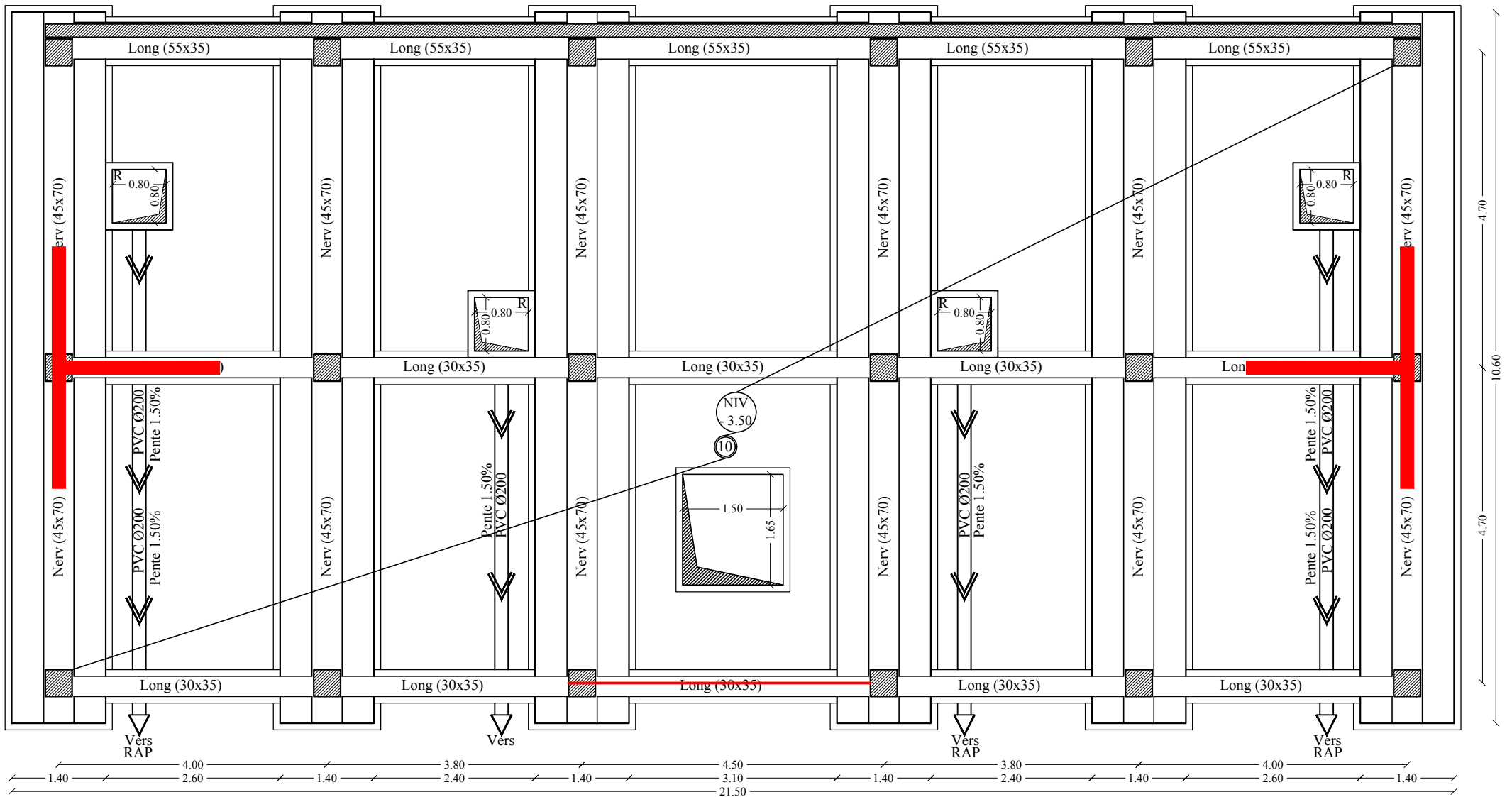
PLAN DES NIVEAUX: +3.57,+6.63,+9.69,+12.75 & +15.81



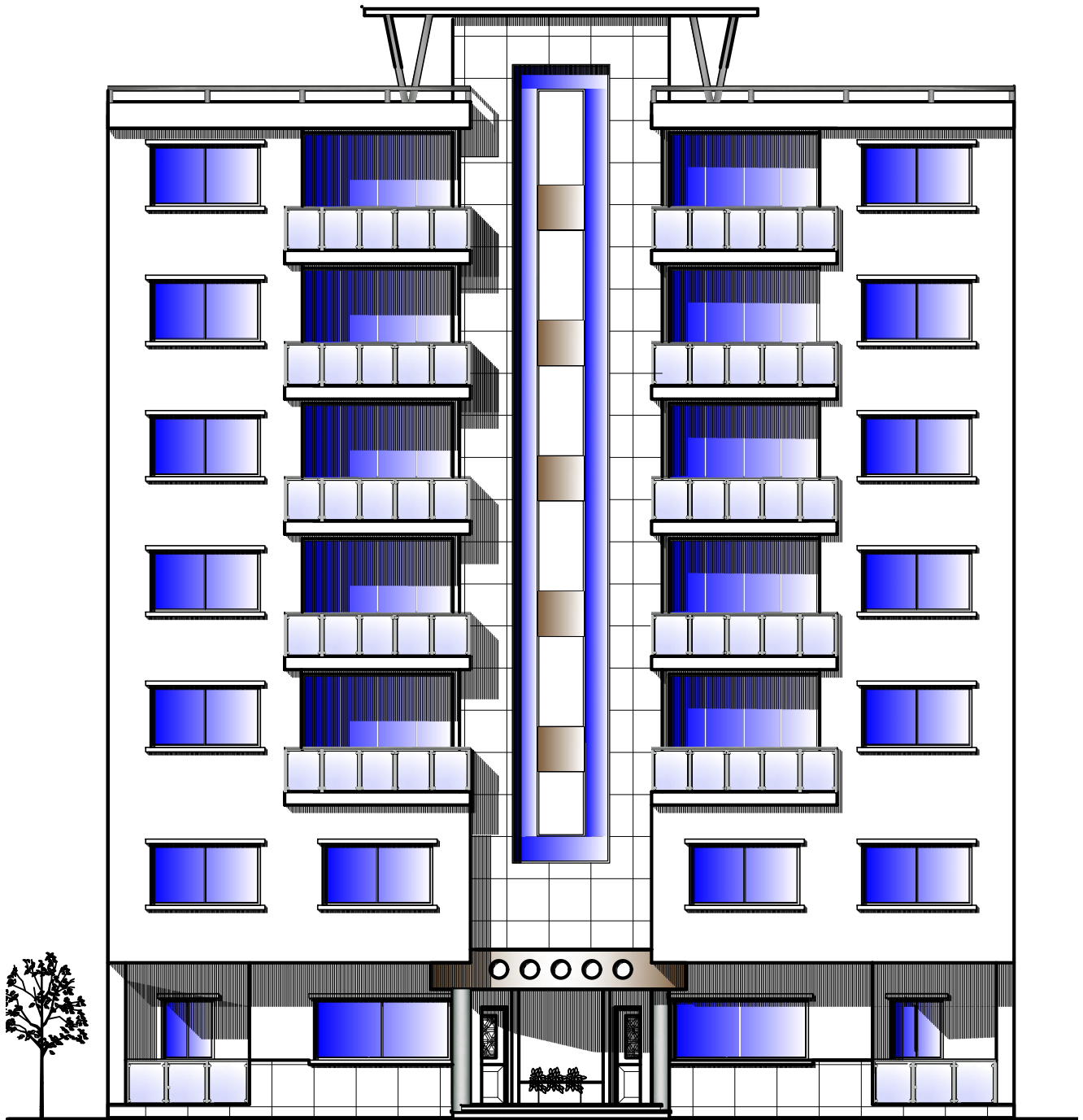
PLAN DE TOITURE



PLAN DU NIVEAU: -3.50



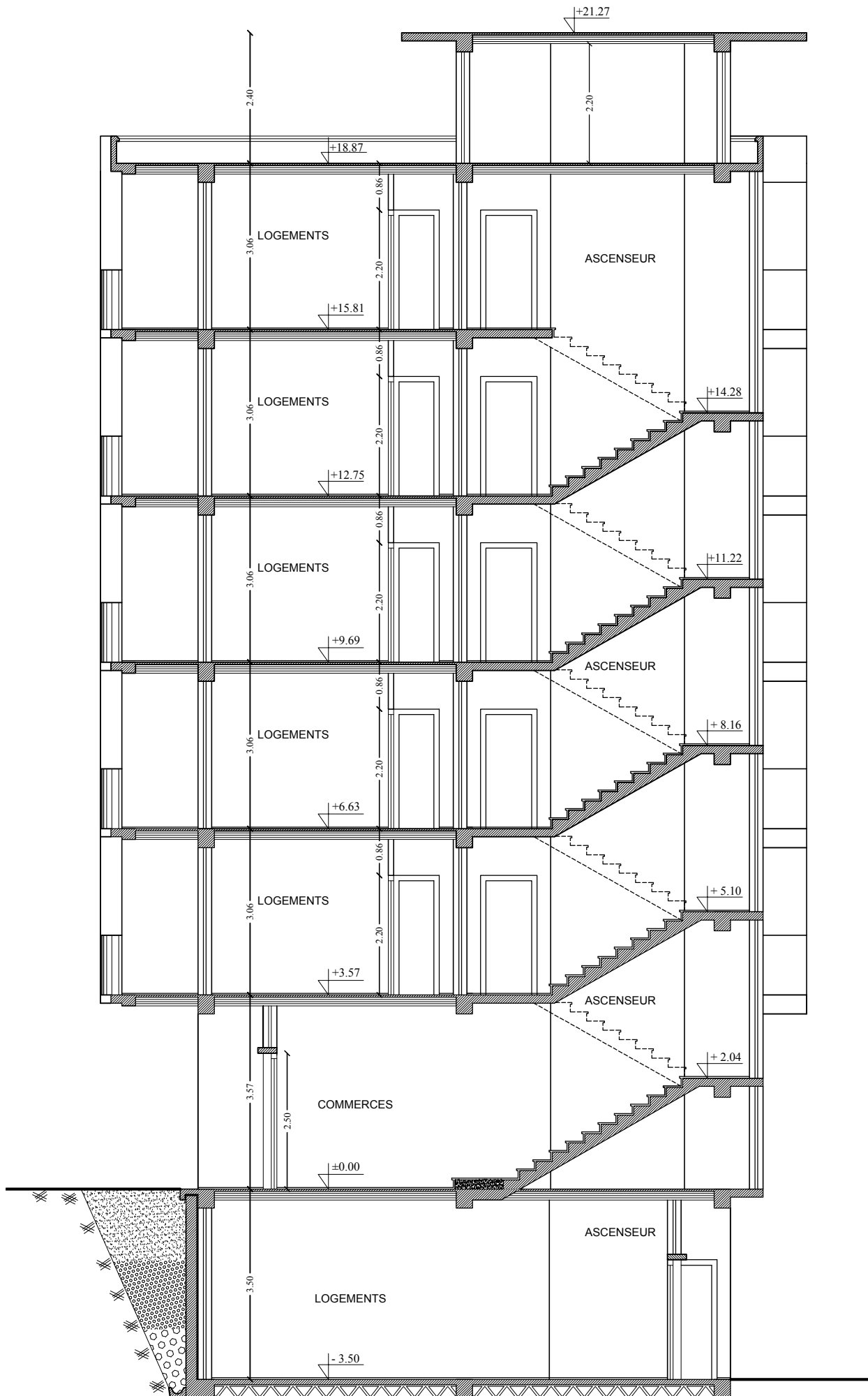
PLAN DE FONDATIONS



FAÇADE POSTERIEURE



FAÇADE PRINCIPALE



COUPE AA

INTRODUCTION GENERAL

Introduction :

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

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

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique,

Tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et fiabilité de l'ouvrage.

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et Commerce) en R+5+1 sous sols, contreventé par un système mixte .

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2. Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire,

Ce mémoire est constitué des parties suivantes :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, calcul des éléments
- Le quatrième chapitre, modélisation de la structure.
- Le cinquième chapitre, vérification RPA
- le sixième chapitre, ferrailage des éléments
- le septième chapitre, l'étude des fondations.
- Le dernier chapitre, l'étude de voile périphérique.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+S.sol) à usage d'habitation et commercial à ossature portique, voile.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1.1. Description de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+5 +S.sol). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien (RPA99 / Version2003-ChIII.Art 3.1-Annexe1) comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa)

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- 01 sous sols
- 05 Etages à usage d'habitation.
- Une salle machine.
- Une cage d'escalier.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

Le site est considéré comme un site meuble (S3), très bon sol.

I.1.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur totale de la construction : 20.50 m.

Largeur totale de la construction : 9.80 m.

Hauteur d'étage : 3.06 m.

Hauteur de RDC : 3.57 m.

Hauteur S.Sol : 3.5 m.

Hauteur totale du bâtiment : 24.77m

I.1.3. Eléments de l'ossature

a) Ossature du bâtiment

Le bâtiment est en ossature mixte composé de :

- Poteaux et de poutres forment un système de portique dans les deux sens (transversal et longitudinal).
- d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal).

Portiques : les portiques sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux .Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

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

b) Planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Les planchers des étages courants recevront un revêtement de carrelage scellé.

c) Escaliers

Cet ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier à deux paillasse adjacentes et un palier de repos en béton armé coulés sur place.

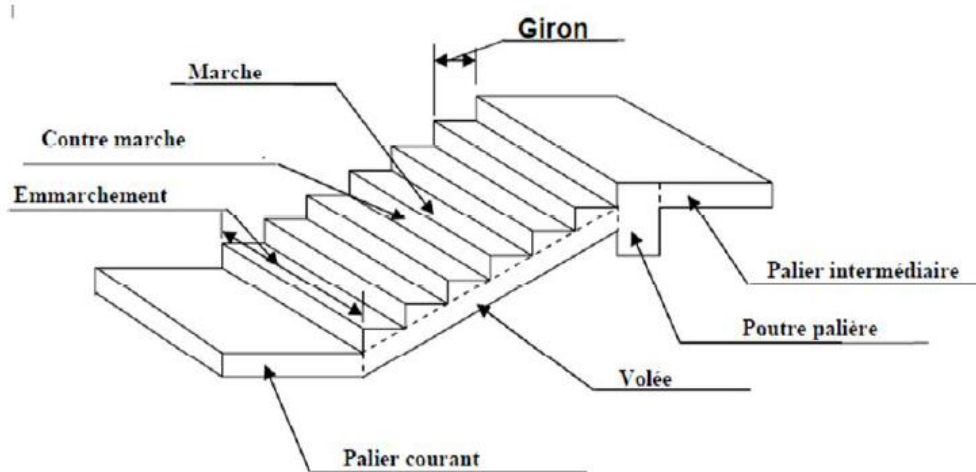


Figure I.2 : schéma d un escalier

d) Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse

e) Remplissages

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 05 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.

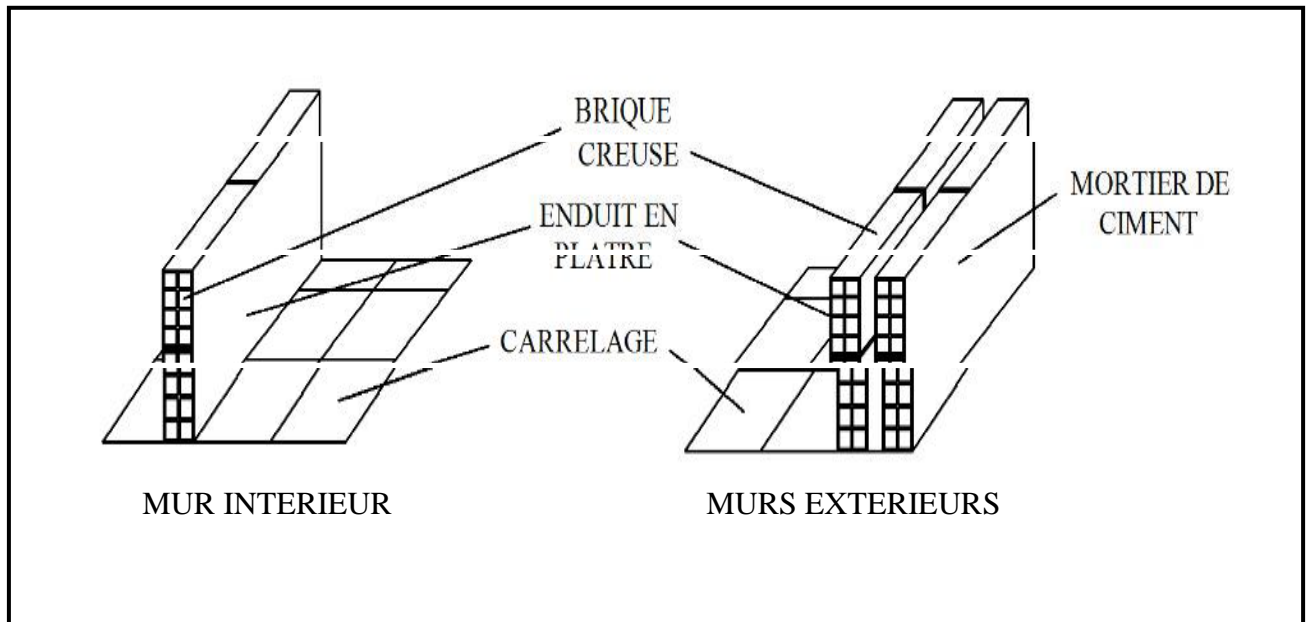


FIGURE I.3 : Murs intérieurs et extérieurs

f) Revêtements

Les revêtements utilisés sont :

- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades ;
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine

g) Balcons

Les balcons sont réalisés en corp creux.

h) Les fondations

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, soit des semelles filantes, soit un radier général, soit des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I.1.4. Système de coffrage :

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1. béton :

Le béton est un matériau hétérogène qui se compose de granulats (sable et gravier), d'un liant (ciment), d'eau de gâchage et dans certain cas d'adjuvants. Le béton utilisé pour la réalisation de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Il est défini par sa résistance qui varie avec la granulométrie, la quantité de ciment, l'eau de gâchage et l'âge du béton.

❖ Les matériaux composants le béton :

- **Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions des calcaire et d'argile. C'est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.
- **Granulats** : Ils constituent le squelette du béton. ils comprennent les sables et les pierrailles

1- Sables :

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

2- Gravier:

C'est un granulats de roche dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm

- **Eau de gâchage** : appelé eau de gâchage parce qu'elle doit présenter les propriétés d'une eau potable. Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation.
- **Les adjuvants** : les adjuvants sont des produits chimiques ajoutés aux matériaux cimentaires pour modifier leurs caractéristiques. ils représentent entre 1 et 3% du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

❖ Résistance mécanique du béton:

a) La résistance caractéristique du béton à la compression

Notée par f_{c28} , elle est déterminée par un essai axial (compression simple) sur une éprouvette normalisée.

- A 28 jours de durcissement : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton f_{cj} est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \text{ (Art.A.2.1,11/ BAEL91)}$$

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur $f_{c28} = 25$ MPa, celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier.

b) La résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Art.A.2.1,12/B.A.E.L.91})$$

$$\text{à } 28 \text{ j : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

-Le module de déformation différée du béton E_{vj} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{iv} = 10819 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale du béton

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

Avec:

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson, il a pour valeur :

$\nu = 0$ si le calcul des sollicitations est à l'E.L.U

$\nu = 2$ si le calcul des sollicitations est à l'E.L.S

a) Masse volumique du béton

La masse volumique du béton est prise égale à $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

b) Contraintes limites du béton

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les digrammes réels par des diagrammes conventionnels adoptés comme suit :

- **A l'état limite ultime (ELU) :** nous utilisons pour le béton un digramme non linéaire dit : "Diagramme parabole-réctangle". (Art.4.3,41/B.A.E.L.91)

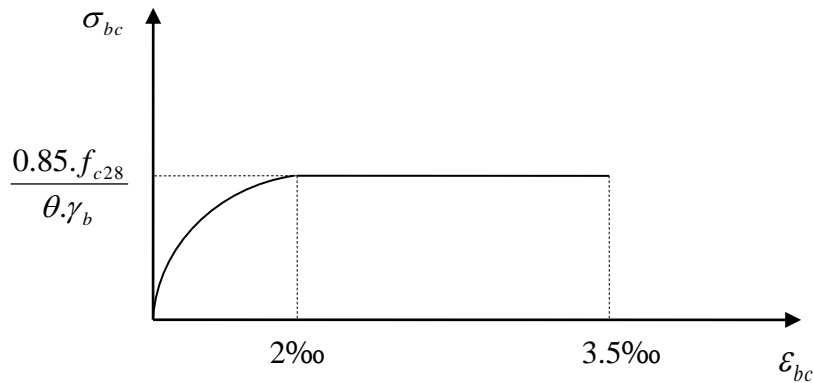


Figure. I.5.Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.U .

La contrainte limite du béton à 28jours vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Avec :

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée ≥ 24 heures.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est < 1 heure.

γ_b = Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables.(Art A.4.3.2/BAEL.91)

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).

- **A l'état limite de service (ELS) :** nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} , \text{ pour } j = 28 \text{ jours : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.4.5,2/B.A.E.L.91}).$$

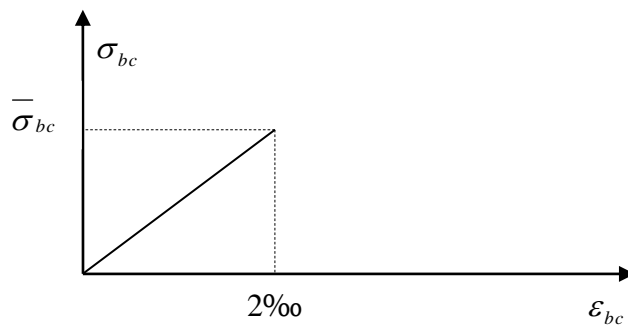


Figure.I.6. Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S

- **Contrainte limite de cisaillement** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} \quad (\text{Art.5.1,1/B.A.E.L.91})$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la section cisailée.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : (Art.5.1,211/B.A.E.L.91)

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{cas des fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{cas des fissurations préjudiciables ou très}$$

Préjudiciables

I.2.2. Les aciers :

Nous utilisons trois types d'aciers

- Aciers à haute adhérence de type FeE400, ayant une limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- - Treillis soudés : quadrillage en fils écrouis soudés à $\varnothing \leq 6\text{mm}$ et ayant une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

I.2.2.a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{Art.2.2,1/B.A.E.L.91})$$

I.2.2.b. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) **Contrainte limite ultime à l'ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situations accidentel.} \end{cases}$$

f_e : limite d'élasticité

b) Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

b-1) fissuration peu nuisible : (BAEL/Art4-5-32)

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

b-2) fissuration préjudiciable : (BAEL/Art4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

b-3) fissuration très préjudiciable : (BAEL/Art4-5-34)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

I.2.2.c : Diagramme contraintes déformations : (Art.2.2,2/B.A.E.L.91)

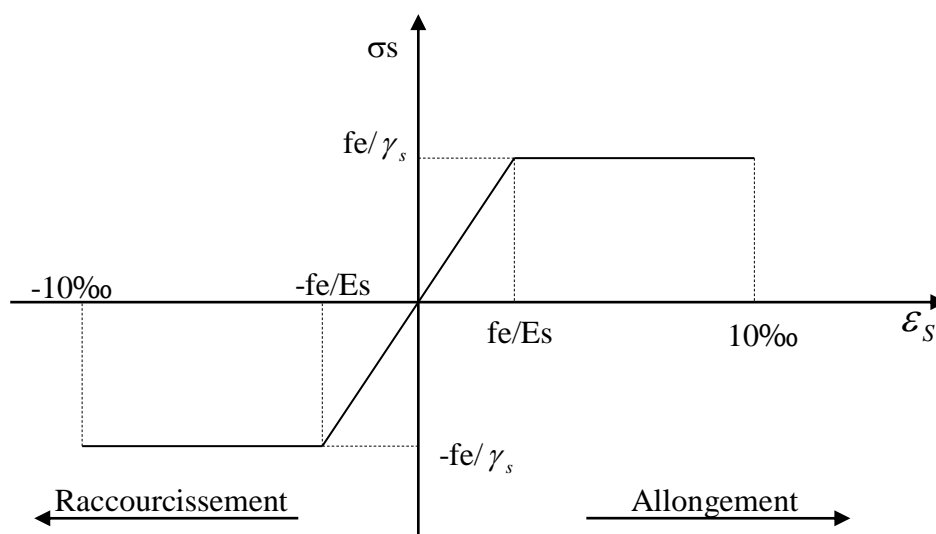


Figure. I.7. Diagramme contraintes déformations de l'acier

I.2.2.d. Protection des armatures : (Art.8.1,3/B.A.E.L.91) :

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

- **C ≥ 5cm** : pour les ouvrages de mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : pour les parois coffrées ou non qui est soumise (ou sont susceptibles de l'être) à actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, au ouvrages au contact d'un liquide.
- **C ≥ 1cm** : pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos qui ne seraient pas exposées aux condensations.

II.Pré-dimensionnement des éléments :

II.1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précéderons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93).

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Les planchers sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées selon la petite portée pour réduire la flèche.

Le dimensionnement du plancher est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec : L_{\max} : portée de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

h_t : hauteur total du plancher

Le RPA exige : $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone II_a on prend : $\text{min} = 25\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad L_{\max} = 450 - 25 = 425\text{cm}$$

$$h_t = \frac{425}{22.5} = 18.88\text{cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+4) = 20\text{cm}$

Dont : 16 cm : la hauteur du corps creux.

4cm : c'est la hauteur de la dalle de compression

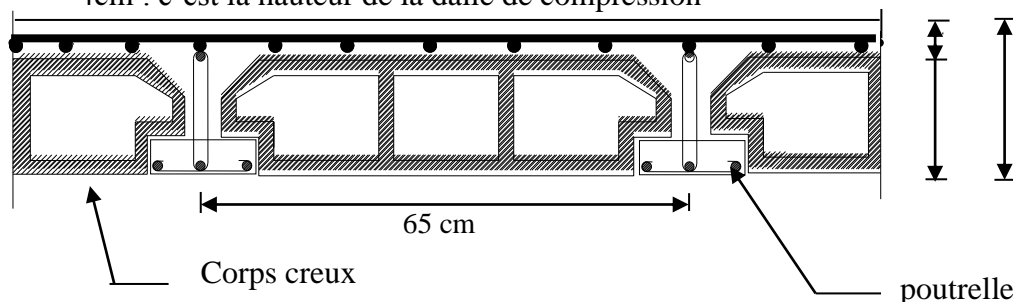


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux, elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments (poteaux).

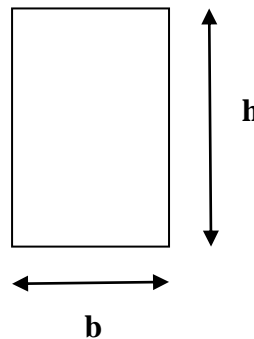
D’après le RPA99 (modifié 2003), le dimensionnement de la section des poutres doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $b/h \leq 4$

Et :

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

$$0.4 \leq b \leq 0.7h$$



Avec: **h** : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : plus grande travée dans le sens considéré

a) Poutres principales :(poutre porteuses)

$$L=470 - 25=445$$

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

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \longrightarrow 29.66 \leq h \leq 44.5 \quad \text{On prend : } h=40\text{cm}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h \quad 16 \text{ cm} \longrightarrow \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b=30\text{cm}$$

Donc on adopte une section de : **(30×40) cm²**

b) Poutre secondaires :

$$L = 450 - 25 = 425\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5 \text{ on prend : } h = 35\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ on prend : } b = 30\text{cm}$$

Donc on adopte une section de : **(30×35)cm²**

c) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	Ok
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	Ok
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.17	Ok

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA

d) Conclusion :

Poutres principales (30×40) cm².

Poutres secondaires (30×35) cm².

II.4 Les voiles :

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

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1. du RPA 99 version 2003.

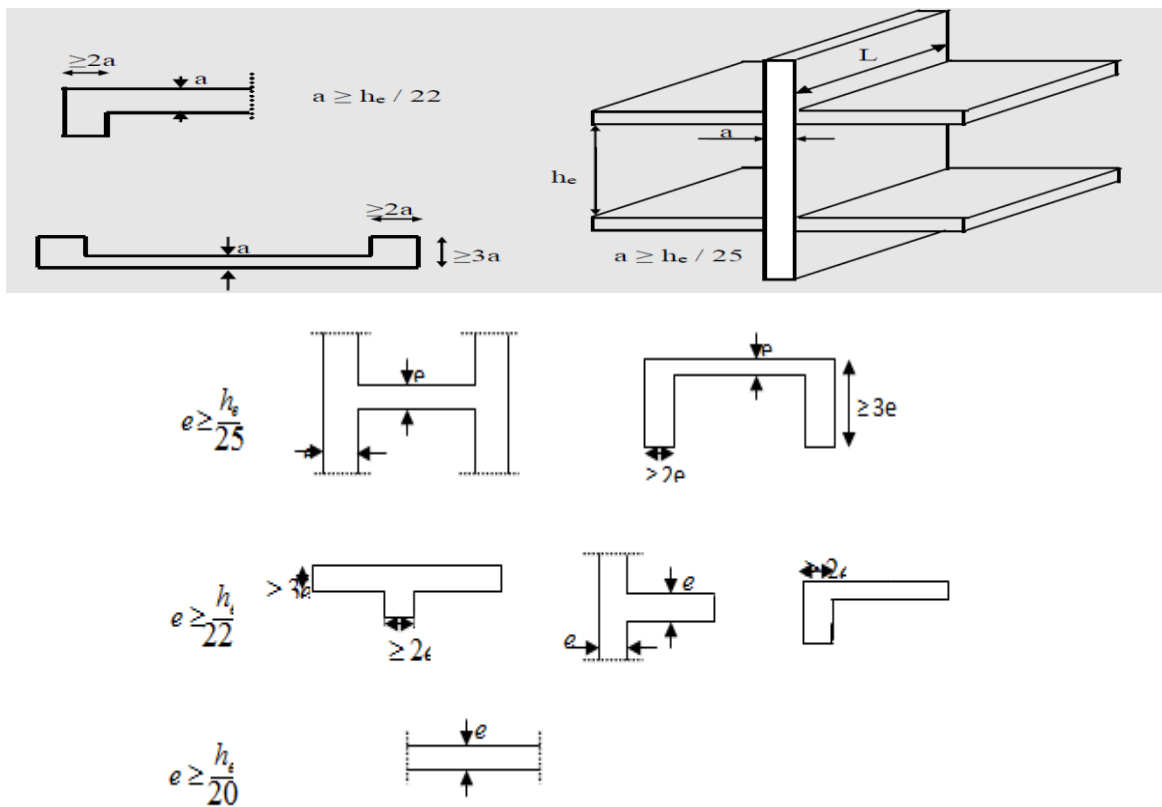


Figure II.2: Coupe du voile.

Epaisseur du voile : $e_{min} \geq 15$ cm

$$h_e = h - e_{plancher}$$

h: hauteur d'étage

e : épaisseur du plancher

➤ **RDC :** h = 357 cm

$$h_e = 357 - 20 = 337$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm}$$

➤ **les étages courants :** h = 306 cm

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

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

➤ **Sous sol : h = 350 cm**

$$h_e = 350 - 20 = 330 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{330}{20} = 16.5 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Vérification des exigences du RPA :

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.

- $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

On a: $L_{\min} = 85 \text{ cm} \geq 4e = 80 \text{ cm}$ **conditions vérifiées**

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$ **Conditions vérifiées**

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité est repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous proposent une section de (50x50).
- Le RPA nous impose une section de $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone IIa.

On prévoit une section de (25x25) selon les conditions du RPA.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$: contrainte admissible du béton à l'ELS $S = b \times h$

S : section du poteau

N_s : effort normal de compression à la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

II.5 Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes et surcharges d'exploitation, on se réfère au DTRB.C 2.2

II.5.1 Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

a) Plancher terrasse inaccessible

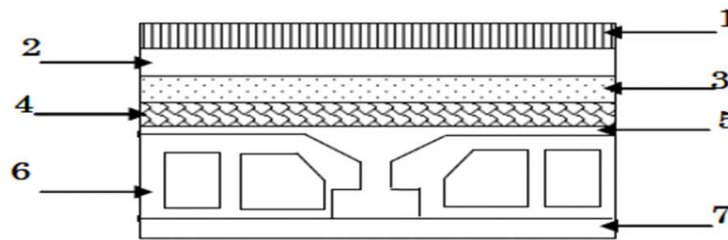


Figure II.3 : coupe du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m ³]	Charge (KN/m ²)
Couche de gravillon	5	20	1.00
Etanchéité multicouches	2	6	0.12
béton en forme de pente	6	22	1.32
feuille de polyane	/	/	0.01
Isolation thermique	4	4	0.16
plancher en corps creux	(16+4)	14	2.80
Enduit sous plafond en plâtre	2	10	0.2
Total			5.61

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

b) Plancher d'étage courant :

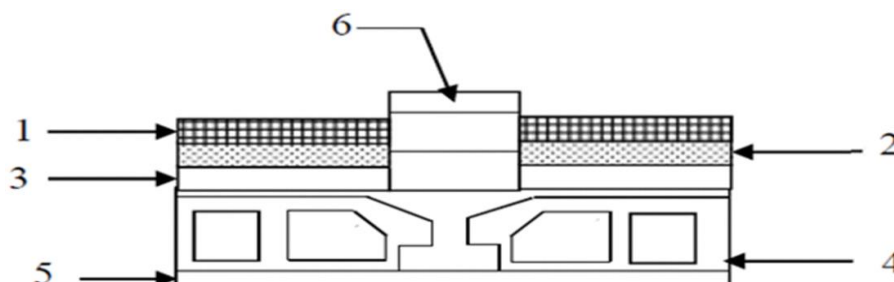


Figure II.4 :plancher d'étage courant

Elément	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m ³]	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Cloison	10	9	0.9
Total			5.1

Tableau II.3 valeur de la charge permanente de l'étage courant

c) Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur.*

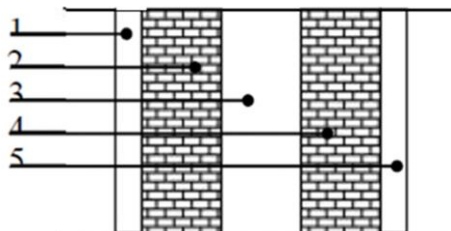


Figure II.5 : coupe verticale d'un mur

Elément	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m ³]	Charge KN/m ²
Mortier de ciment	2	18	0.36
Brique creuse	2×10	9	1.80
Lame d'air	5	/	/
Enduit de plâtre	2	10	0.20
Total			2.36

Tableau II.4: valeur de la charge permanente du murextérieur

➤ Mur intérieur :

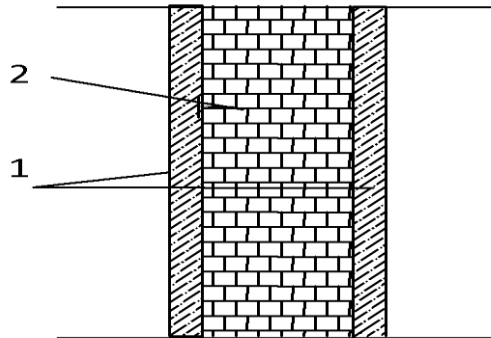


Figure II.6 : coupe verticale d'un mur intérieur

Eléments	Epaisseur cm	ρ [KN/m ³]	Charge KN/m ²
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Total			1.3

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente d'un mur intérieur

➤ Dalle pleine :



Figure II.7 : coupe du plancher en dalle pleine

Elément	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m ³]	Charge KN/m ²
Revêtement	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
Mortier de ciment	2	18	0.36
TOTAL			5.31

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente de la dalle pleine

➤ **Poutre :**

Poutre principales : $G = (0.3 \times 0.4) \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poutre secondaires : $G = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$.

II.5.2 Les surcharges d'exploitations :

- Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :
- Plancher terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant a usage d'habitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon : $Q= 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère : $Q= 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier : $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher a usage commerciale : $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.6 Descente de charge :

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est P

➤ **Surface d'influence :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4, S_1 = S_3, S_2 = S_4$$

$$S_1 = S_3 = 1.775 \times 2.225 = 3.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_4 = 2.125 \times 2.225 = 4.73 \text{ m}^2$$

$$S = 2(3.95 + 4.73) = 17.36 \text{ m}^2$$

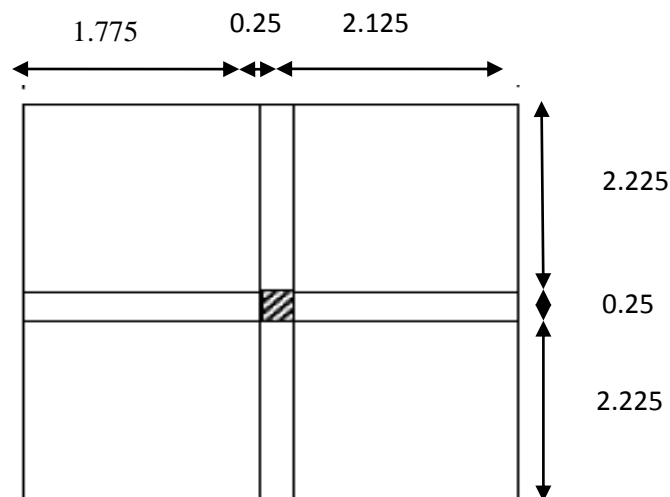


Figure II.8 : localisation du poteau le plus sollicité

➤ **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

Plancher terrasse : $G_t = 5.61 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G_t = 5.1 \text{ KN/m}^2$

Plancher RDC : $G_t = 5.1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Poids revenant a chaque plancher :**

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 5.61 \times 17.36 \longrightarrow P = 97.4 \text{ KN}$

Plancher étage courant et RDC: $P = 5.1 \times 17.36 \longrightarrow P = 88.54 \text{ KN}$

➤ **Poids propre revenant à chaque poutre : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$**

Poutre principales : $P_p = (0.4 \times 0.3) \times 4.7 \times 25 = 14.1 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $P_s = (0.3 \times 0.35) \times 4.15 \times 25 = 10.9 \text{ KN}$

Donc le poids des poutres :

$P_{\text{tot}} = P_{pp} + P_{ps} = 14.1 + 10.9 = 25 \text{ KN}$

➤ **Poids propre des poteaux :**

- Poteaux d'étage courant $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$
- Poteaux de RDC $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.57 = 5.57 \text{ kN}$
- Poteaux du sous sol $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.5 = 5.46 \text{ kN}$

II.7 Loi de dégression des charges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, Où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer, loi de dégression des surcharges :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Avec : } n \geq 5$$

Avec : $n \geq 5$

Avec :

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation pour l'étage « i »

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

niveau	Terrasse	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71

Surcharge d'exploitation :

Q₀: surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 17.36 = 17.36 \text{KN.}$$

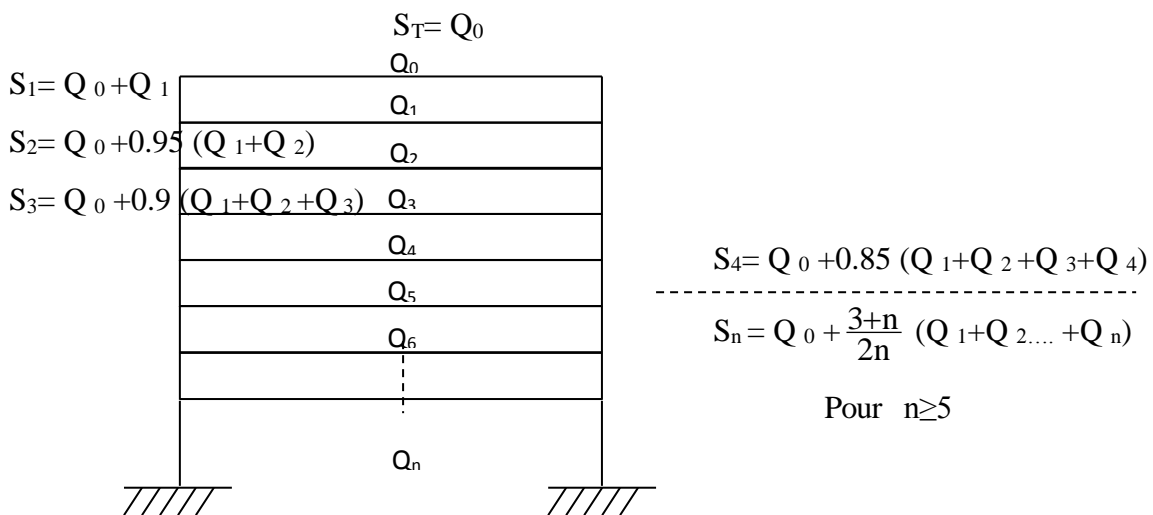
Q₁ à Q₅ et Q₇ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

$$Q_1 = 1.5 \times 17.36 = 26.04 \text{KN.}$$

Q₆: surcharges d'exploitations du RDC à usage commercial

$$Q_6 = 5 \times 17.36 = 86.8 \text{KN.}$$

Récapitulatif de la dégression des charges:



$$S_T = Q_0 = 17.36 \text{KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 43.4 \text{KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 66.836 \text{KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 87.668 \text{KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 105.896 \text{KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 113.52 \text{KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 180.11 \text{KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 189.92 \text{KN.}$$

NIV	CHARGES PERMANENTES					CHARGES D'EXPLOITATION		eff. Normal	section	
	Plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _{cum} +Q _{cum}	S _≥ N _s /σ _{bc}	S _{optée} (cm ²)
6	97.4	25	/	122.4	122.4	17.36	17.36	139.76	93.17	35x35
5	88.54	25	4.78	118.32	240.72	43.4	60.76	301.48	200.98	35x35
4	88.54	25	4.78	118.32	359.04	66.836	127.6	486.64	324.42	35x35
3	88.54	25	4.78	118.32	477.36	87.668	215.26	692.62	461.74	40x40
2	88.54	25	4.78	118.32	595.68	105.896	321.16	916.84	611.22	40x40
1	88.54	25	4.78	118.32	714	113.52	434.68	1148.68	765.78	45x45
RDC	88.54	25	5.57	119.11	833.11	180.11	614.79	1447.9	965.26	45x45
S.sol	88.54	25	5.46	119	952.11	189.92	804.71	1756.82	1171.21	45x45

Tableau II.7 :Récapitulatif de la dégression des charges

II.8 Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes

a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ en zone II_a.

b) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{e}{20}$

c) $\frac{l}{4} < \frac{b_1}{e} < 4$

a) $\text{min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.

b) Poteaux S.Sol : $\frac{h_e}{20} = \frac{350}{20} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 17.5 \text{ cm}$

Poteaux RDC : $\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20} = 17.85 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 17.85$

Poteaux d'étage 1 : $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$

Poteaux d'étage 2,3 : $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$

Poteaux d'étage 4,5 : $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$

c) Pour S.Solle RDC et le 1^{er} étage : $1/4 < b/h = 45/45 < 4$. Condition vérifiée.

Pour l'étage 2 et 3 et 4 : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$ Condition vérifiée. →

Pour l'étage 5 : $1/4 < b/h = 33/35 = 1 < 4$ Condition vérifiée. →

II.9 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifié page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.
 L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$
 L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs
 i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{1}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du RDC (45×45) cm², $L_0 = 3.50 - 0.4 = 3.1\text{m}$
 $\Rightarrow \lambda = 18.79 < 50$ \longrightarrow condition vérifiée.
- Poteau du S.Sol (45×45) cm², $L_0 = 3.57 - 0.4 = 3.17$
 $\Rightarrow \lambda = 19.21 < 50$ \longrightarrow condition vérifiée
- Poteaux du 1^{er} étage (45×45) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{ m}$
 $\lambda = 16.13 < 50$ \longrightarrow condition vérifiée
- Poteau du 2,3,4^{eme} étages (40×40) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$
 $\Rightarrow \lambda = 18.43 < 50$ \longrightarrow condition vérifiée
- Poteaux du 5^{eme} étages (35×35) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{ m}$
 $\Rightarrow \lambda = 21.5 < 50$ \longrightarrow condition vérifiée

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

III.1. plancher :

III.1.1 Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacées de 65 cm

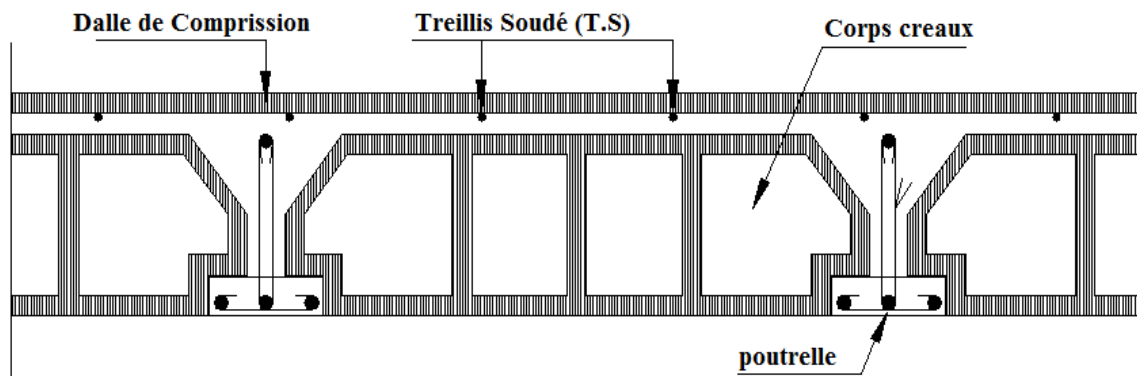


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

III.1.2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé de nuance (TLE520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$: distance entre axe des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: limite d'élasticité .

$$\text{D'où } A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$.

Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $e=20\text{cm}$

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$

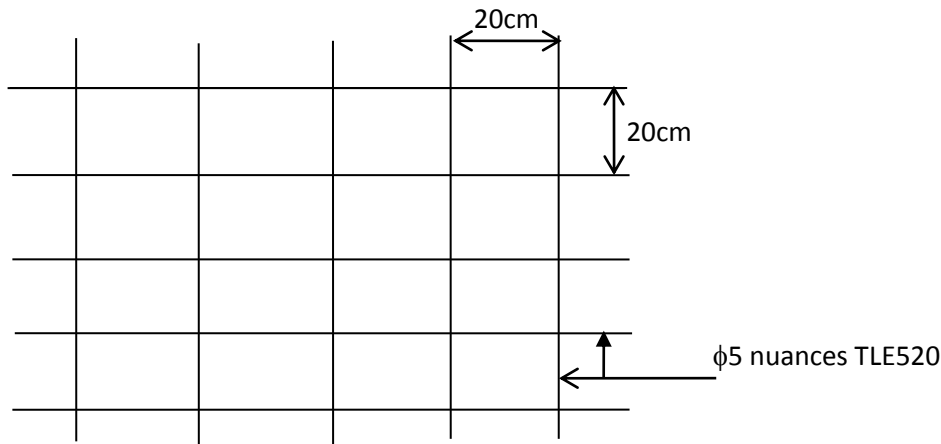


Figure III.1.2 : Schéma statique du treillis soudé $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III.1.3 Etude des poutrelles :

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (**Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

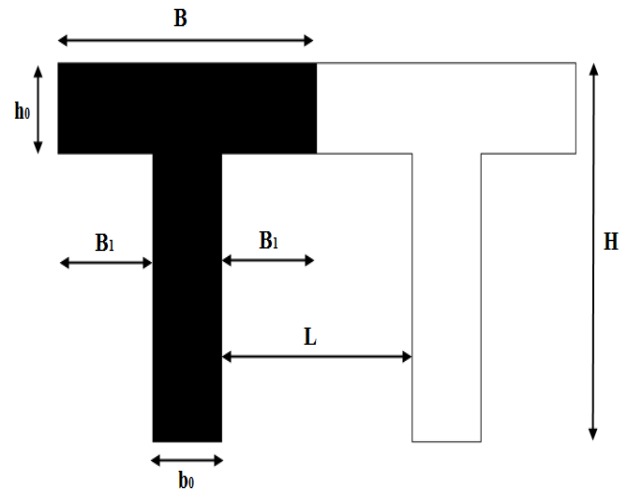


Figure III.1.3 : Coupe vertical d'une poutrelle

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre axe des poutrelles
 $L=65-12=53\text{cm}$
- L_1 :Longeur de la plus grande travée $L_1 = 3.5\text{ cm}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- H : hauteur totale de plancher

III.1.3.1 Calcul de la poutrelle 1^{ère} étape: avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a) Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12\text{KN/m}$

Poids propre de corps creux : $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ KN /m}$

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kn/ml

Poids propre totale : $G = G_p + G_c = 0.12 + 0.620 = 0.74\text{KN/ml}$

La surcharge de l'ouvrier : $Q=1\text{KN/ml}$

b) Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue)

- **Combinaison des charges :**

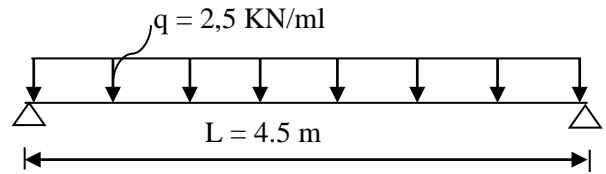
$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée:

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.5^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.625 \text{ KN}$$



- Calcul de la section d'armature :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$b = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = \frac{6.33 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.286 \gg \mu = 0.039 \longrightarrow \text{section doublement armée}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles set de 4 cm ; il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction , donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage.

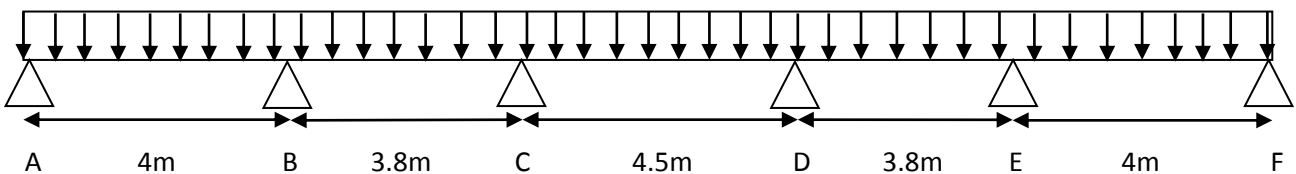
Ces étais sont en général distants (0.8 à 1.2)m.

III.1.3.2^{eme} Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

Nous avons 2 cas à étudier :

1^{er} cas :



2^{eme} cas :

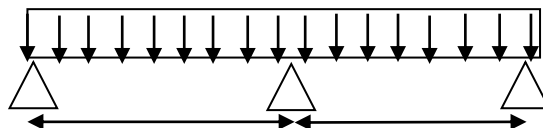


Figure III.1.4 : les schémas des poutrelles à étudier

a) Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant aux plancher.

Poids propre de plancher : $G=5.1 \times 0.65=3.315\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=2.5 \times 0.65=1.625\text{KN/ml}$.

Les combinaisons des charges :

- à L'ELU : $q_u= 1.35G+1.5Q = 6.91 \text{ KN/ml}$
- à L'ELS : $q_s= G+Q= 4.94\text{KN/ml}$

b) Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments

b.1 Méthode forfaitaire :

- Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210

BAEL 91 modifié 99)

Hypothèse :

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq 2G ; 5\text{KN/m}^2$$

- La fissuration est non préjudiciable.

- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Vérification :

On a $Q = 1.625 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$

$$2G = 2 \times 3.315 = 6.63\text{KN/m}$$

$Q = 1.625 \leq \max \{ 6.63 ; 5 \} = 6.63 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.....Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

c à d : $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{3.8} = 1.05. \quad , \quad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.8}{4.5} = 0.84. \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.5}{3.8} = 1.18. \quad , \quad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.8}{4} = 0.95. \end{array} \right.$$

→ Condition vérifiée .

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

→ Condition vérifiée

Conclusion :

toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

III.1.4 Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison. $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

2) $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire

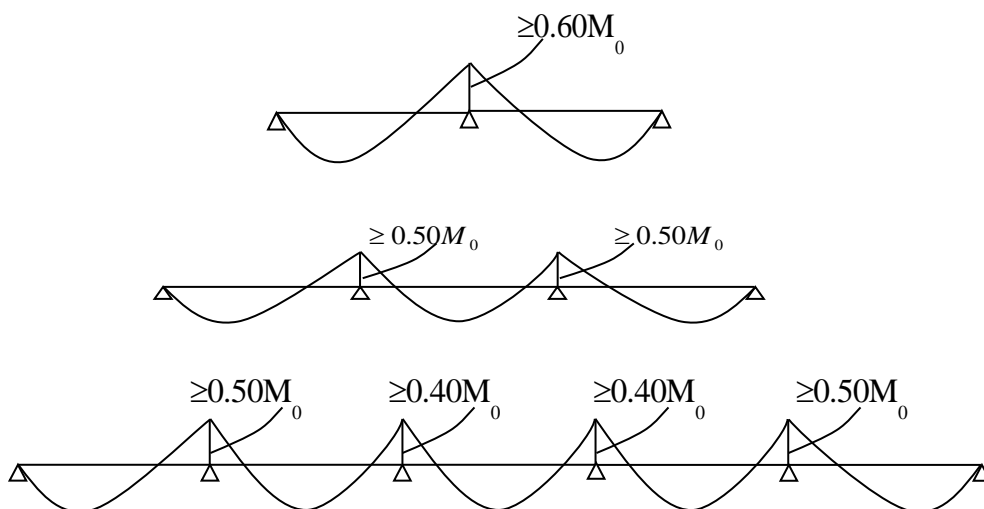
$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 : pour une poutre de deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



Application de la méthode forfaitaire :

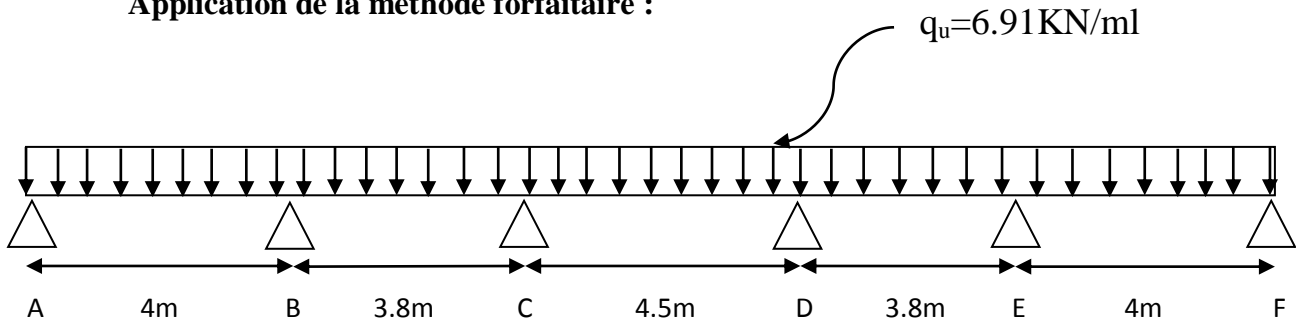


Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutrelle.

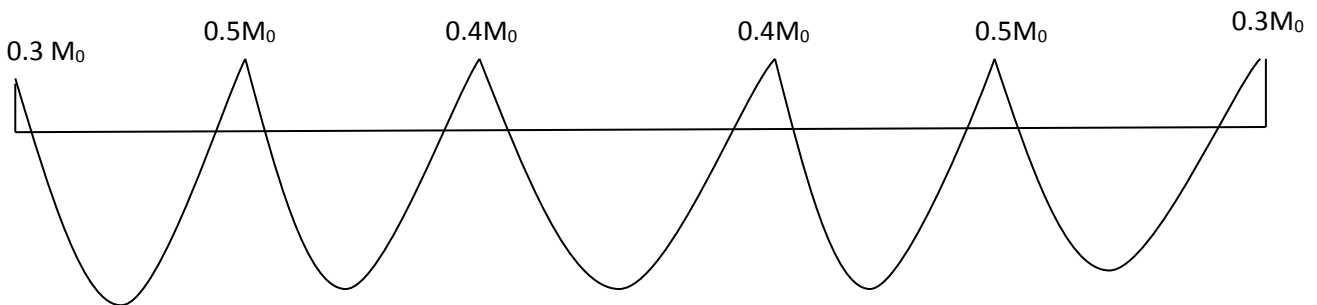


Figure III.1.6 : diagramme des moments

- A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.91 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.315} = 0.329 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.0987 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.549 \text{ (Travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.649 \text{ (Travée de rive)} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.91 \times 4^2}{8} = 13.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.91 \times 3.8^2}{8} = 12.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.91 \times 4.5^2}{8} = 17.49 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 13.82 = 4.146 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 13.82 = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max } (M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 17.49 = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max } (M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 17.49 = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max } (M_{04}; M_{05}) = 0.5 \times 13.82 = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 13.82 = 4.146 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

- **Etude de la travée AB :** (travée de rive AB = EF)

$$M_t^{AB} \geq \max [1.05 M_{01}; (1+0.3 \alpha) M_{01}] - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max [1451; 15.18] - 5.528$$

$$M_t^{AB} \geq 9.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{01} \geq 0.649 \times 13.82 = 8.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 9.65 \text{ KN.m.}$$

- **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max [1.05 M_{02}; (1+0.3 \alpha) M_{02}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [13.09; 13.7] - 6.95$$

$$M_t^{BC} \geq 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{02} \geq 0.549 \times 12.47 = 6.85. \text{ On prend : } M_t^{BC} = 6.85 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1.05 M_{03}; (1+0.3 \alpha) M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [18.36; 19.21] - 6.99$$

$$M_t^{CD} \geq 12.22 \text{ KN}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 0.549 \times 17.49 = 9.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{prend : } M_t^{CD} = 12.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):**

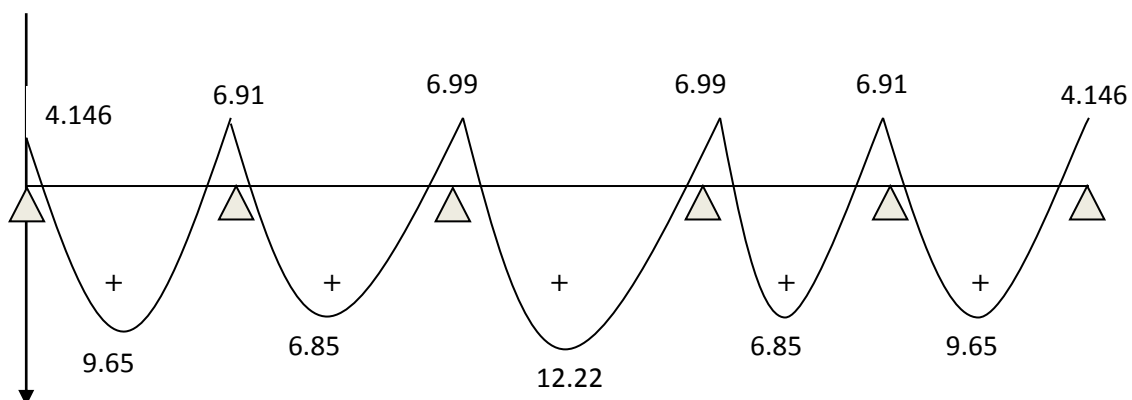


Figure -III-1-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchants en tout points d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = v(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}; \text{ avec } \begin{cases} V_w = \frac{q_u L_i}{2} \\ V_e = -\frac{q_u L_i}{2} \end{cases}$$

Avec :

V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

➤ à l'ELU :

Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.91 \frac{4}{2} + \frac{6.91 - 4.146}{4} = 13.12 \text{KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.91 \frac{4}{2} + \frac{6.91 - 4.146}{4} = -14.51 \text{KN}$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_{i+1}	6.91	6.99	6.99	6.91	4.146
M_i	4.146	6.91	6.99	6.99	6.91
$q_u \times \frac{L}{2}$	13.82	13.12	15.54	13.12	13.82
T_w	13.12	13.1	15.54	13.14	14.51
T_e	-14.51	-13.14	-15.54	-13.1	-13.12

Tableau III.1.1 : les efforts tranchants

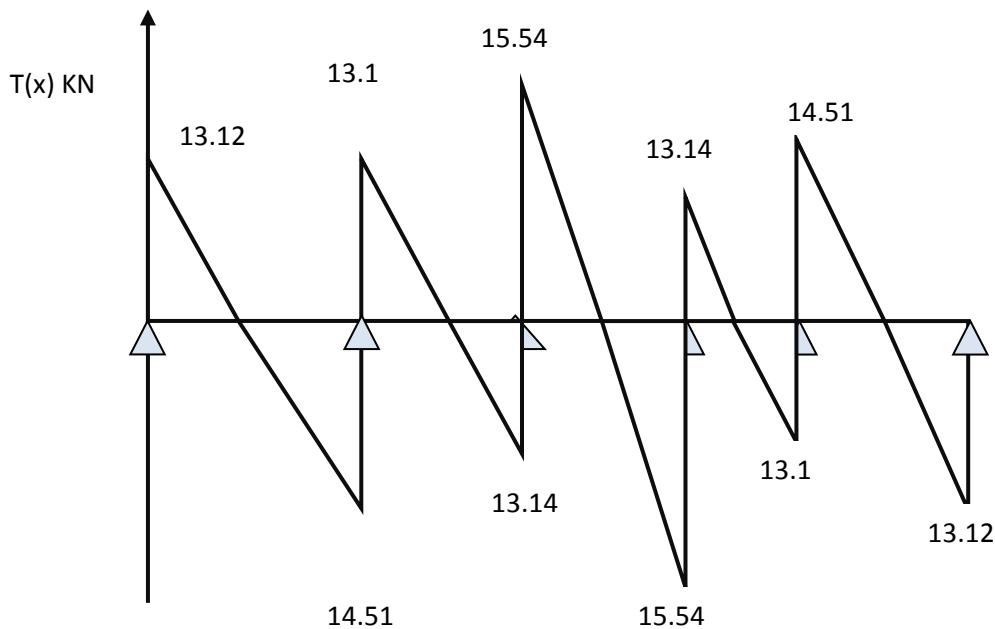


Figure -III-1-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

REMARQUE : Après avoir faits les calculs des 2cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui de premier cas , on ignore le deuxième cas .

III.1.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 12.22 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6.99 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

➤ En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0

Position de l'axe neutre

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.22 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} \quad ;$$

Conclusion :

la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Sections d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.22 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.22 \times 10^5}{0,980 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.99 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

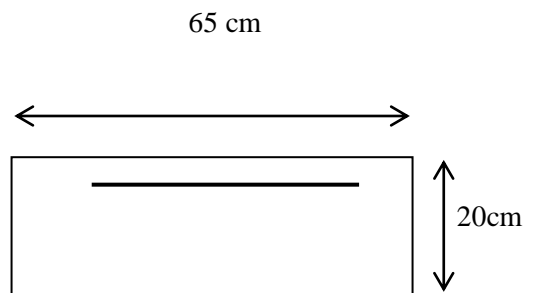
➤ Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.99}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.126$$

$$\mu = 0,126 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.126 \rightarrow \beta = 0.932$$



$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.99 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b) **Armatures transversales** ; [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,571; 10; 1,2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend: $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales: est donnée par le règlement [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

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

Conclusion :

En travée : $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $2\text{HA} 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.1.6 Vérification à l'ELU :

III.1.6.1 : Condition de non fragilité du béton et de la section minimales (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Calcul de la section minimale :

➤ Aux appuis :

$$\text{Nous devons vérifier que : } A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 > A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\text{Nous devons vérifier que : } A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{ad} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.1.6.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{max} = 15.54 \text{ KN}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{15.54 \times 1000}{120 \times 180} = 0.719$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée, pas de risque de cisaillement

III.1.6.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s = 1.5$ coefficients scellement HA

$\sum U_i$: somme des périmètre utiles des barres.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \Pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62.8 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.54 \times 10}{0,9 \times 18 \times 6.28} = 1,52 \text{ [MPa]}$$

Donc $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1.52 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.54 \times 10}{0,9 \times 18 \times 9.42} = 1,02 \text{ [MPa]}$$

Donc $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1.02 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

III.1.6.4 L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91/99 Art : A.5. 1. 313)

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9 d$$

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$$T_{max} \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN.}$$

$T_{max} = 13.12 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$$T_{max} \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 15.54 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6.5 L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (Art : A.5. 1. 312 BAEL 91 modifiée 99) :

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(15.54 - \frac{4.146 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.289 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm} < A = -0.289 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(15.54 - \frac{6.99 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.794 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm} < A = -0.794 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.1.6.7 ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} : \text{Contrainte d'adhérence} \quad \bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 2,1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{ nous prendrons : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm.}$$

III.1.7 Vérification à l'E.L.S :

Lorsque la charge est la même sur toute les travée de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficients q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.91 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 4.94 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \implies \quad \frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

Moment max en travée et aux appuis sont :

$$M_t^{max} = 8.798 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{max} = 5.03 \text{KN.m}$$

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification.

b) Etat limite de compression du béton :

- en travée : $M_t^{max} = 8.798 \text{KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,36}{18 \times 12} = 1,09$$

$$\rho_1 = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.798 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 242 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,05 \times 242 = 12,1 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

- aux appuis : $M_a^{max} = 5.03 \text{KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b₀.h)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = 0,04$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.03 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 203,19 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,04 \times 203,19 = 8,13 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ 2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,94 \times \frac{4,5^2}{8} = 12,5 \text{KN.m} \\ 3) \quad \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3,6}{F_e} \end{array} \right.$$

avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (20cm) .

d : hauteur utile de la section droite .

M₀ : Moment fléchissant maximale de la travée isostatique.

L : portée libre.

M_t : moment fléchissant maximale en travée.

b₀ : largeur de la nervure.

A : section d'armature.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 = \frac{1}{22.5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{8.798}{15 \times 12.5} = 0.47 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.36}{18 \times 12} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées ; donc il faut procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/ BAEL91)**

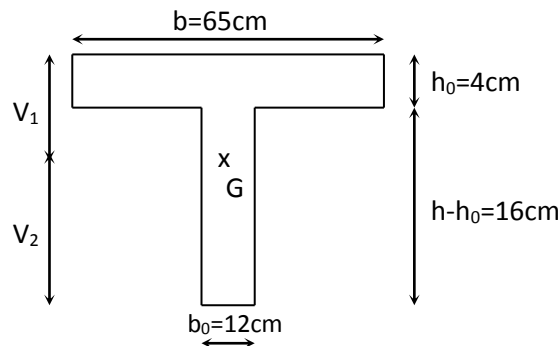


Figure III.1.9. Coupe schématique de la poutrelle.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I_{fv}: Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0\right) \cdot \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

ρ : est le rapport de l'aire Ade la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de

la nervure. $\rho = \frac{A}{bd}$

• **Calcul des paramètres :**

✓ **La position de l'axe neutre :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_1 \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,05 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,49$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0) = 0,789$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20021,05}{1 + 1,49 \times 0,789} = 10122,75 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 4,94 \times (4,5)^2 \times 10^7}{384 \times 10818,87 \times 10^3 \times 10122,75 \times 10^{-8}} = 0,0012 \text{ m} < \frac{L}{500} = 0,009 \text{ m}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : $3\text{HA}10=2.36\text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $2\text{HA}10=1.57\text{ cm}^2$
- ❖ Armatures transversales :
 - Etrier : $1\text{HA}8=1.01\text{ cm}^2$

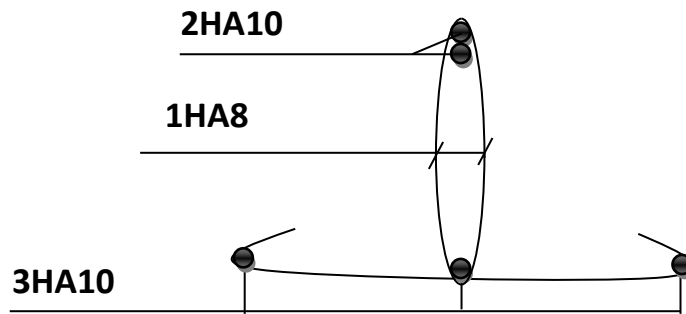


Figure. III.1.10 ferraillage de la poutrelle

III.2/. ESCALIER :

III.2.1. Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ Terminologie :

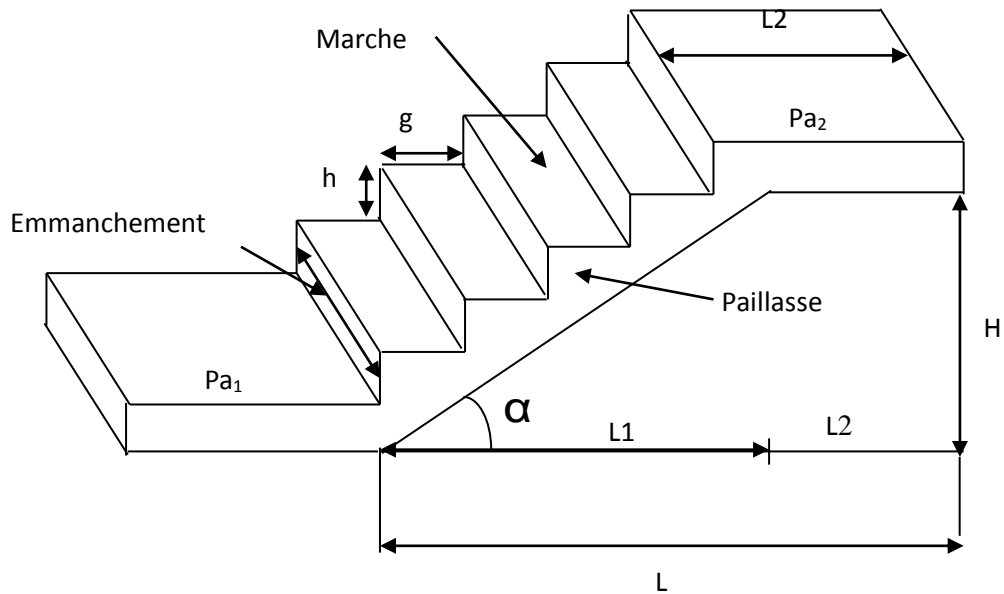


Figure.III.2.1. schéma général d'un escalier droit

➤ Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

- g** : Largeur de la marche.
- h** : Hauteur de la contre marche.
- e** : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H** : hauteur de la volée.
- l** : portée de la paillasse.
- l₂** : largeur du palier.
- l₁** : longueur de la paillasse projetée
- L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
 - **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
 - **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches

successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier**: est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires Et / ou à chaque étage.

- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.2.2 Dimensionnement : (l'étage courant)

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est l'escalier le plus grand nombre de marche, qui est l'escalier à deux volées.

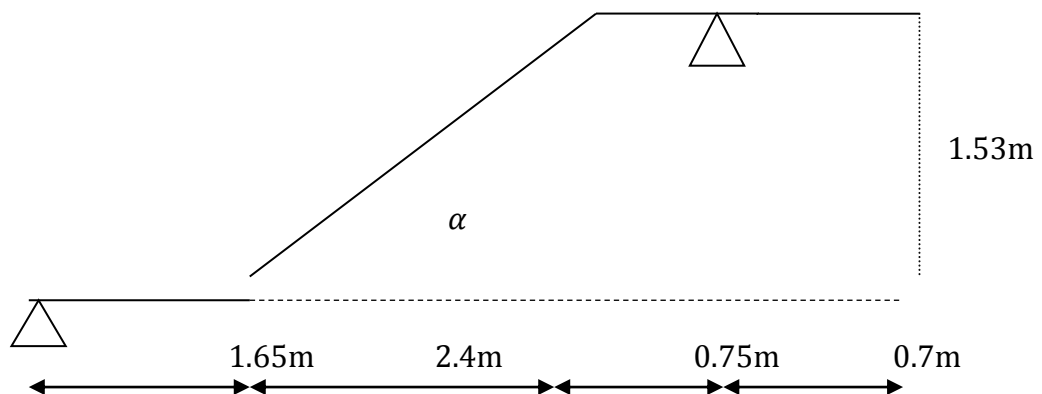


Figure III.2.2 schéma statique d'escalier

- **Nombre de la marche et de contremarche :**

Le dimensionnement de la marche et de contremarche se fera par la formule de BLONDEL h et G doivent satisfaire la formule suivante :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}.$$

Le nombre de contre marche (n) :

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

On prend $h = 17$ cm.

Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 \Rightarrow m = 8.25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} ; g = \frac{2,40}{8} = 30\text{cm}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

$59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

• **Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés.

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,68^\circ.$$

Avec : L_0 : longueur de la paillasse.

Or $L_0 = 8 \times 0,30 = 2,40\text{m}$

$$\cos \alpha = \frac{2,40}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{2,40}{\cos \alpha} = 2.76\text{m}.$$

$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1.65 + 2,76 + 0.75 = 5.16\text{m}$.

$$\frac{516}{30} \leq ep \leq \frac{516}{20} \Rightarrow 17.2\text{cm} \leq ep \leq 25.8\text{cm}.$$

On prend : $ep = 18\text{cm}$.

Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 18cm pour tous les escaliers des étages courants.

III.2.3 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1. la volée

- poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0,18}{\cos 29,68} = 5,18 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} = 2,1250 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : - carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
 - poids du garde corps : $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 8,91 \text{ KN/m}^2}$$

- **le palier**
- carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

- Dalle en béton armé : $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- G = 5,89 KN/m²**

➤ **les surcharges d'exploitation**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- Palier : $Q_P = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$
-

➤ **Combinaisons de charges :**

- **ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1.$$

Le palier : $q_u = (1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11.7 \text{ KN/ml}$

La paillasse : $q_u = (1,35 \times 8,91 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15.78 \text{ KN/ml}$

Poids de murs : $p_m = 2.36 \times 2,90 \times 1 \times 1.35 = 9.24 \text{ KN}.$

- **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1.$$

Le palier : $q_s = (5,89 + 2,5) \times 1 = 8.39 \text{ KN/ml}$

La paillasse : $q_s = (8,91 + 2,5) \times 1 = 11.41 \text{ KN/m}$

Poids de murs : $p_m = 2.36 \times 2,90 \times 1 = 6.844 \text{ KN}.$

III.2.4. Calcul à l'ELU

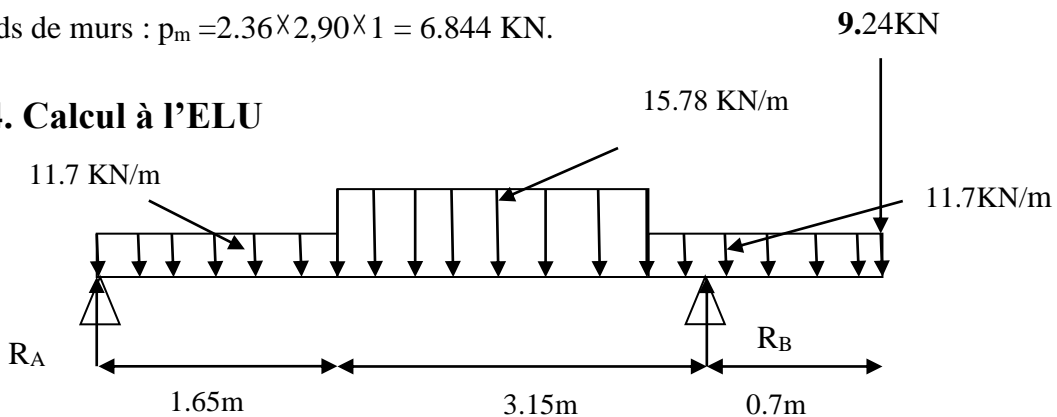


Figure III.2.3 schéma statique d'escaliers à l'ELU

• **calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1,65 \cdot q_{up} + 2,4 \cdot q_{uv} + 145 \cdot q_{up} + 9,24 = 83,38 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \quad \sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 30,12 \text{ KN} \quad R_B = 53,26 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 1.65$	30.12-11.7 x	0	30.12
		1.65	10.81
$1.65 \leq x \leq 4.05$	36.85-15.78x	1.65	10.81
		4.05	-27.05
$0 \leq x \leq 0.7$	9.24+12.28 x	0	9.24
		0.7	17.83
$0.7 \leq x \leq 1.45$	-44.02+11.7x	0.7	-35.83
		1.45	-27.05

Tableau III.2.1 : les efforts tranchants à l'ELU

Tronçon	Expression	X(m)	Mz(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.65$	$30.12 x - 11.7 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.65	33.77
$1.65 \leq x \leq 4.05$	$10.82x+15.92-7.89(x-1.65)^2$	1.65	33.77
		4.05	14.29
$0 \leq x \leq 0.7$	$-9.24x-11.7 \frac{x^2}{2}$	0	0
		0.7	-9.33
$0.7 \leq x \leq 1.45$	$-9.24 x - 11.7 \frac{x^2}{2} + 53.23(x - 0.7)$	0.7	-9.33
		1.45	14.29

Tableau III.2.2 : les moments fléchissant à l'ELU

- calcul des moments max:

$$T(x)=0 \longrightarrow x = 2.33\text{m} \longrightarrow M(x=2.33\text{m}) = 37.48\text{KN.m}$$

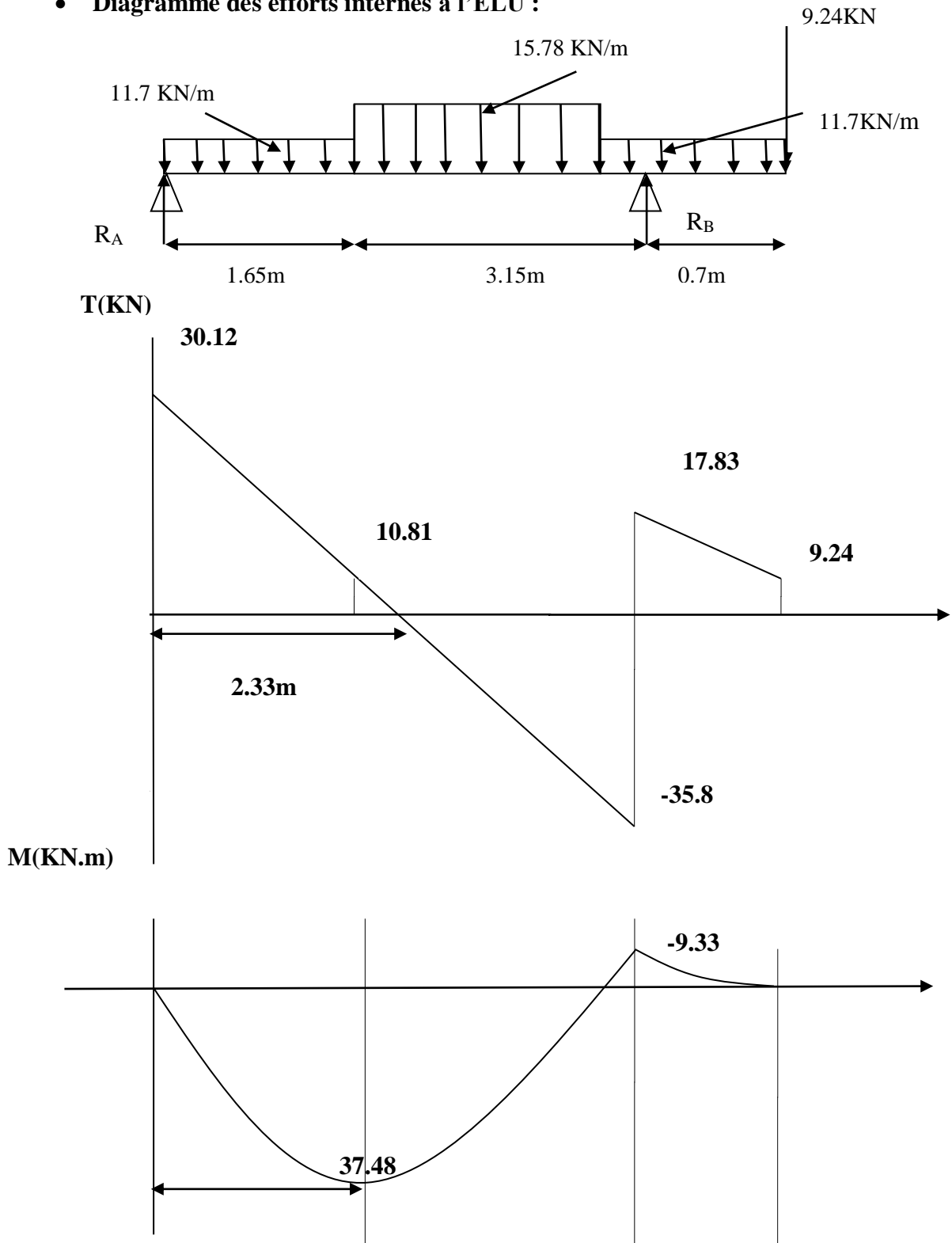
$$M^{\text{max}} = 37.48 \text{ KN.m}$$

- Le moment aux appuis :

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_u^{\text{max}} \times 0,3 = -37.48 \times 0,3 = -11.24 \text{KN.M}$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{\text{max}} \times 0,85 = 37.48 \times 0,85 = 31.86 \text{KN.M}$

- Diagramme des efforts internes à l'ELU :



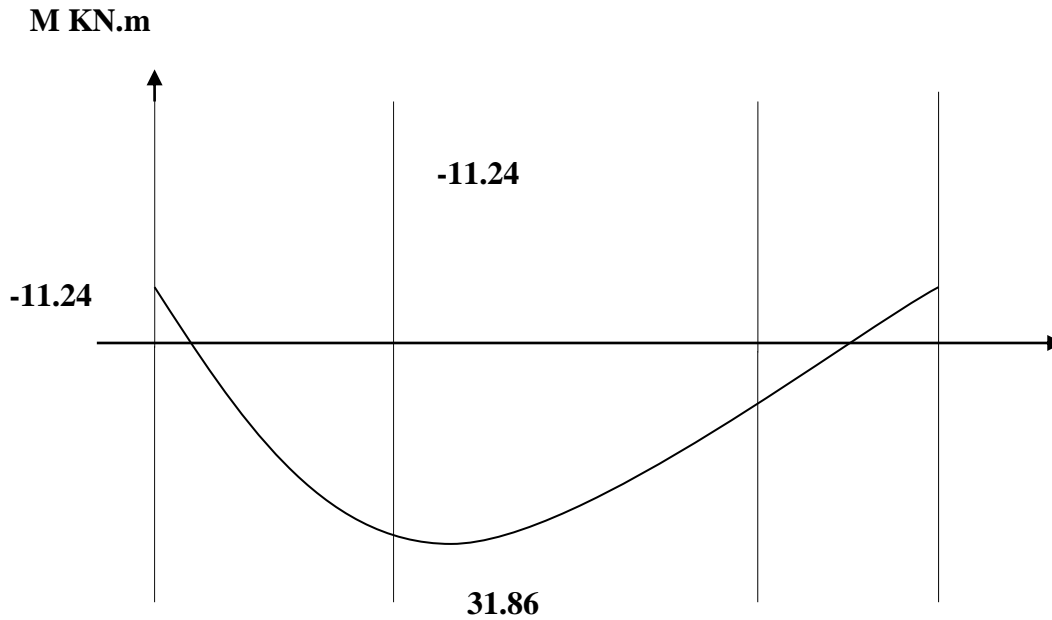


FIGURE III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELU

II.2.4. Le ferrailage :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, soumise à la flexion simple.

• **En travée :**

$M_t = 31.86 \text{ KN.m}$

$b = 100\text{cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 16\text{cm}$

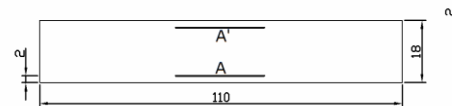
a) Armatures principale :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31.86 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0.087 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$\mu_U = 0,087 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31.86 \times 10^2}{0,954 \times 16 \times 34,8} = 6\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$. Avec $St = 15\text{cm}$.



b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$. Avec $St = 25\text{cm}$.

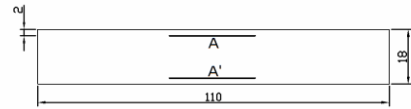
• **Aux appuis :**

a) **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.24 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,03 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.24 \times 10^2}{0,985 \times 16 \times 34,8} = 2,04 \text{ cm}^2$$



Soit : $Aa = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$. Avec $St = 15 \text{ cm}$.

b) **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{Aa}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $Ar = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.4.2 Les vérifications à l'E.L.U :

a) **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \langle (At, Aa) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) **Espacement des barres :** (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principales : $St_{\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Armatures de répartition : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :** (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{35,83 \times 10}{0,9 \times 16 \times 22,6} = 1,1 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,6 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = 1,1 \text{ MPa} \langle \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{35.83 \times 10}{100 \times 16} = 0.22 \text{MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{cm}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}.$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 100 \times 16 \times 10^{-1}}{1.5} = 1080 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 35.83 \text{KN} < \bar{T}_u = 1056 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :

$$\text{Il faut avoir : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{400} \times \left[35.83 + \frac{-11.24 \times 10^2}{0.9 \times 16} \right] = -0.12 \text{cm}^2.$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > -0.12 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5 Les vérifications à l'E.L.S :

- calcul des efforts internes à l'E.L.S :

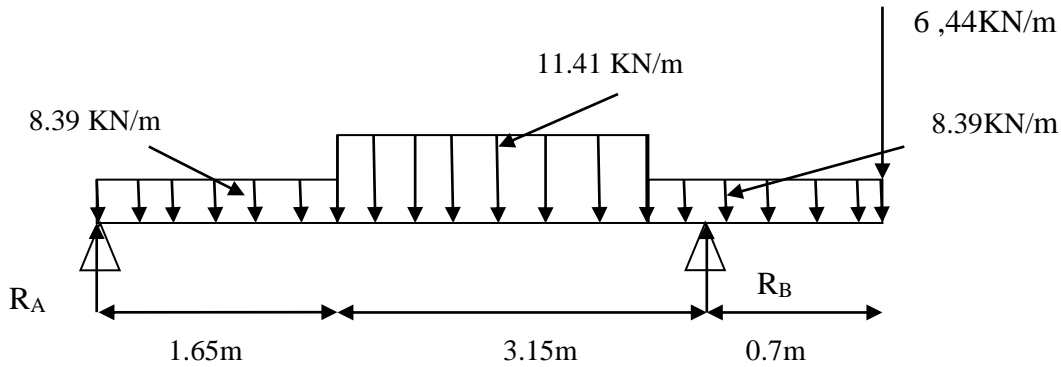


Figure III.2.5 schéma statique d'escaliers à l'ELU

- Calcul des réactions d'appuis :

Après le calcul on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \quad R_A + R_B = 60.237 \text{ KN} \\ \sum M/A = 0 & \quad R_B = 38.58 \text{ KN} \quad R_A = 21.65 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Effort tranchant :

Tronçon	Expression	x(m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 1.65$	$21.65 - 8.39x$	0	21.65
		1.65	7.8
$1.65 \leq x \leq 4.05$	$26.633 - 11.41x$	1.65	7.8
		4.05	-19.58
$0 \leq x \leq 0.7$	$6.844 + 8.82x$	0	6.84
		0.7	13.08
$0.7 \leq x \leq 1.45$	$-31.736 + 8.39x$	0.7	-25.86
		1.45	-19.58

Tableau III.2.3 : les efforts tranchants à l'ELS

- Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression	x(m)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.65$	$21.65x - 8.39\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.65	24.30
$1.65 \leq x \leq 4.05$	$7.8x + 11.42 - 5.7(x-1.65)^2$	1.65	24.3
		4.05	10.19
$0 \leq x \leq 0.7$	$-6.844x - 8.39\frac{x^2}{2}$	0	0
		0.7	-6.85
$0.7 \leq x \leq 1.45$	$-6.844x - 8.39\frac{x^2}{2} + 38.58(x - 0.7)$	0.7	-6.85
		1.45	10.19

Tableau III.2.4 : les moments fléchissant à l'ELS

- Calcul le moment max :

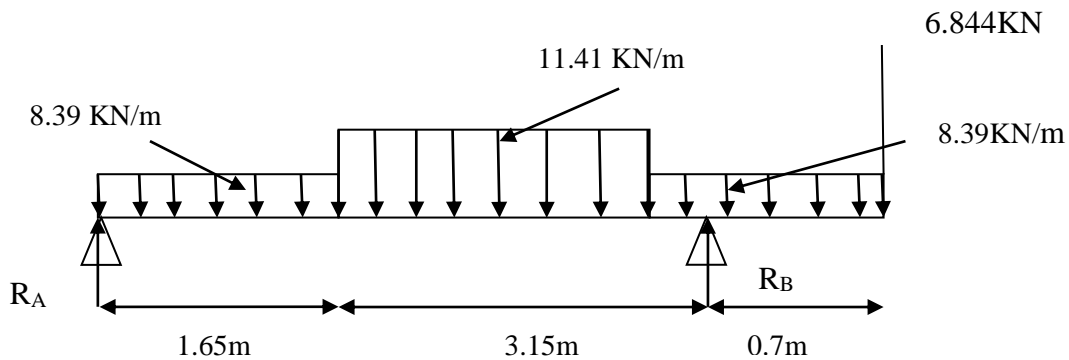
$$T = 0 \longrightarrow 26.633 - 11.41 x = 0 \longrightarrow x = 2.33m$$

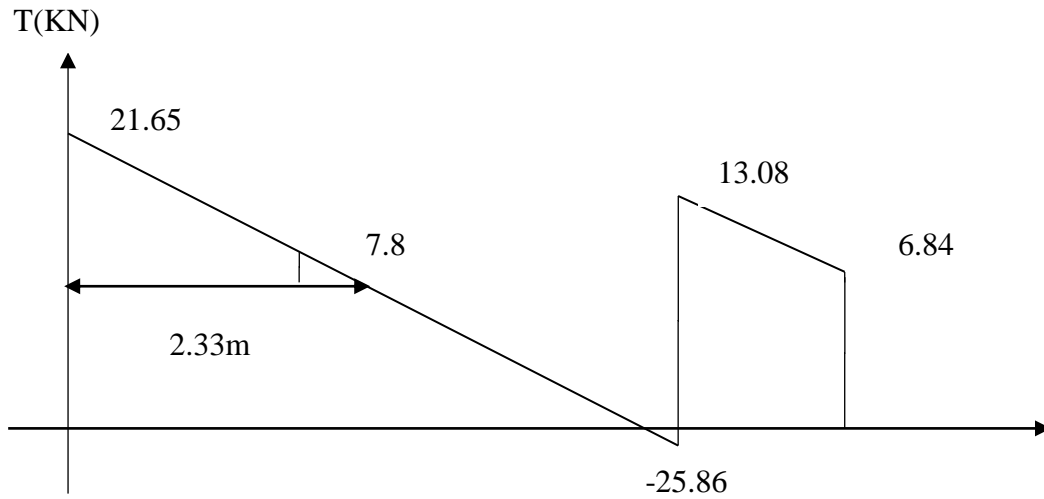
$$M^{\max} = 26.96 \text{ KN.m .}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{sa} = - M_s^{\max} \times 0,3 = -26.96 \times 0,3 = -8.08 \text{ N.m}$
- En travées : $M_{st} = M_s^{\max} \times 0.85 = 26.96 \times 0,85 = 22.92 \text{ KN.m}$





M(KN.m)

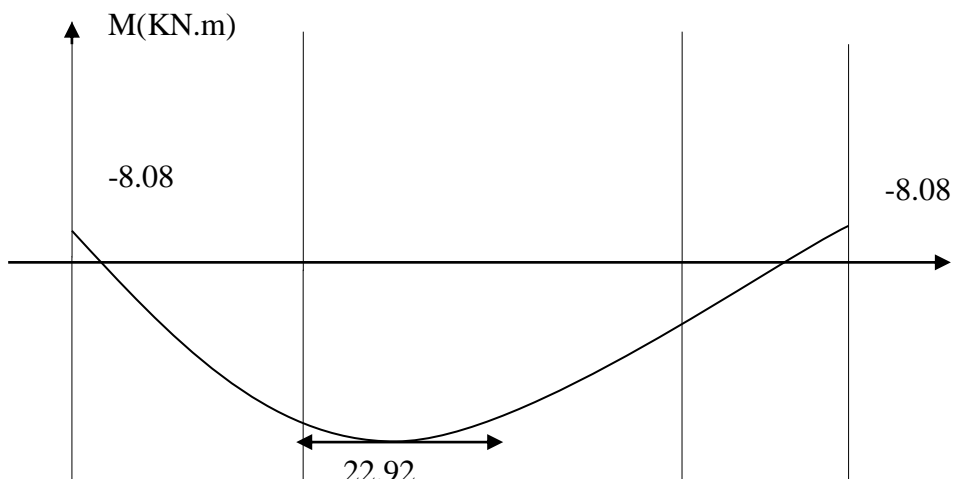
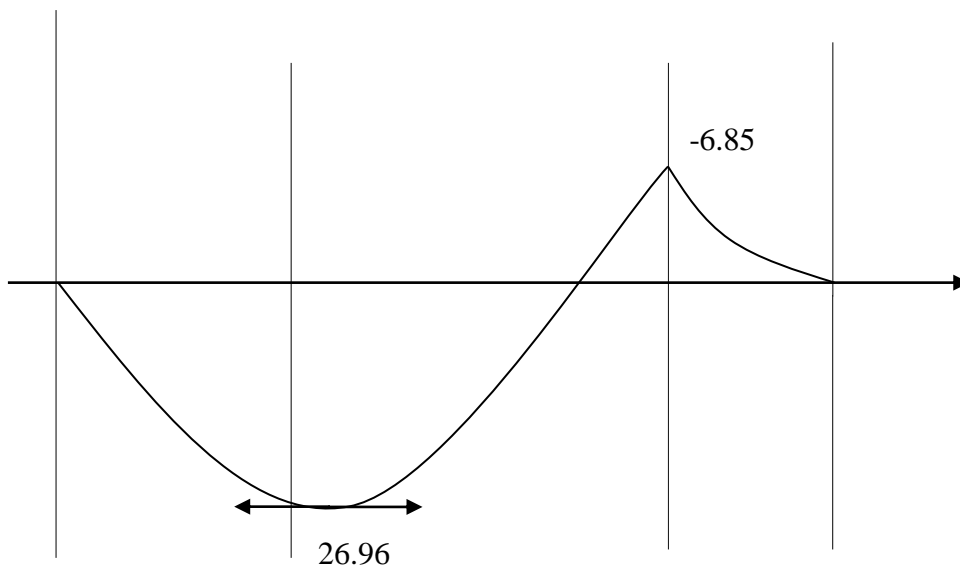


FIGURE III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant réels et corrigés à l'ELS

III.2.5.1 Vérification à l'E.L.S :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

• **En travée :**

$$M_{ts} = 22.92 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 16} = 0.423$$

$$\rho_1 = 0,423 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 ; K_1 = 35.27 .$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{22.92 \times 10^6}{6.78 \times 10^2 \times 0,9 \times 160} = 234.76 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{234.76}{35.27} = 6.66 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = -8.08 \text{KN.m} \\ A_u = 3.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.19$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.08 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 139.52 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.52}{48.19} = 2.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{17}{550} = 0,03 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{17}{550} = 0,03 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{22.92}{10 \times 26.96} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.78}{100 \times 16} = 0,0042 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{patier}})$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} ' : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} \times d$$

$$S_{xx}' = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 16 S_{xx} = 16077.2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t \times d = 100 \times 16 + 15 \times 6.78 = 1701.7 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_1 = \frac{16077.2}{1701.7} = 9.45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 9.45 = 7.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100(9.45^3 + 7.55^3)}{3} + 15 \times 6.78 \times (7.55 - 2)^2 = 45608.53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11400 \times 550 \times 550}{10818.86 \times 45608.53} = 0.09 \text{ cm} < \bar{f} = 1.16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

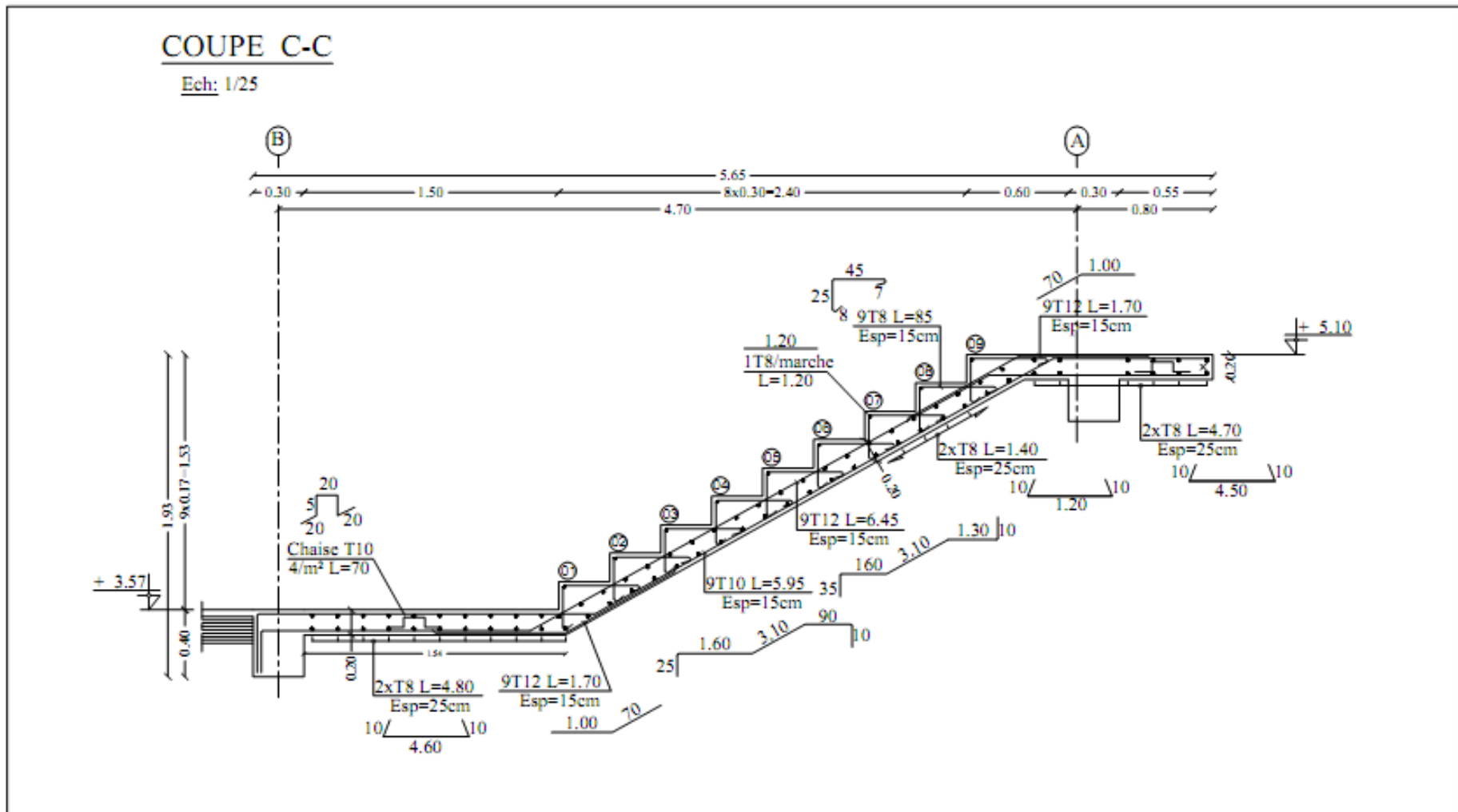


Figure III.2.7 :schéma de ferrailage des escaliers

II.3 ACROTÈRE

III.3.1 introduction :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute.

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

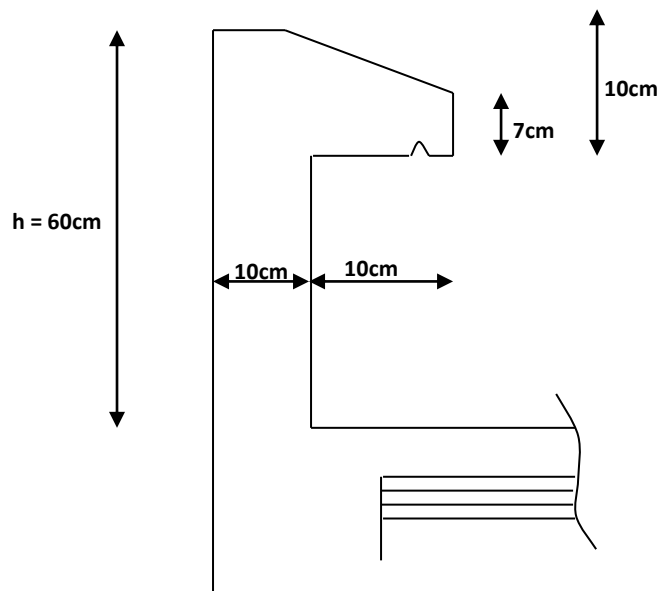


Figure. III.3.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-5-1 Détermination des sollicitations :

a) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre N :

poids propre de l'acrotère $G = \rho_{beton} \times S_{acr}$

ρ : Masse volumique du béton armé.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right]$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml} ; \quad N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$$

- charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H = 1 \times 0.6 \times 1 \text{ [ml]} = 0.6 \text{ [KN. m]}.$$

- **Effort tranchant T:**

$$T = Q \times 1 \text{ [ml]} = 1 \text{ [KN]}.$$

b) Schéma statique :

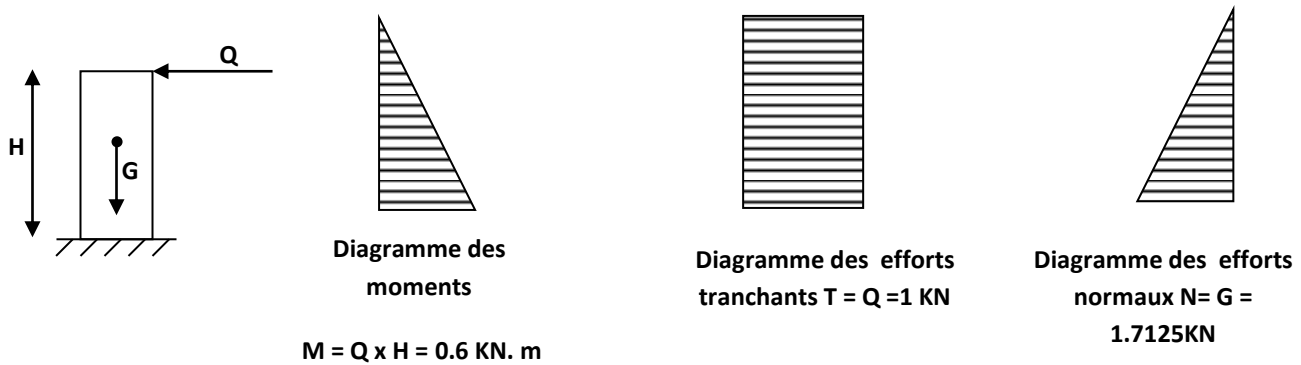


Figure III-3-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

c) Combinaison de charges :

ELU : La combinaison de charges est : $1.35G + 1.5 Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ [KN. m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

ELS : La combinaison de charges est : $G + Q$.

$$N_s = \left\{ \begin{array}{l} N_s = 1.7125 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_s = 0.6 \text{ [KN.m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

III.3.4 ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composé, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise a un effort normal N et un moment de renversement M .

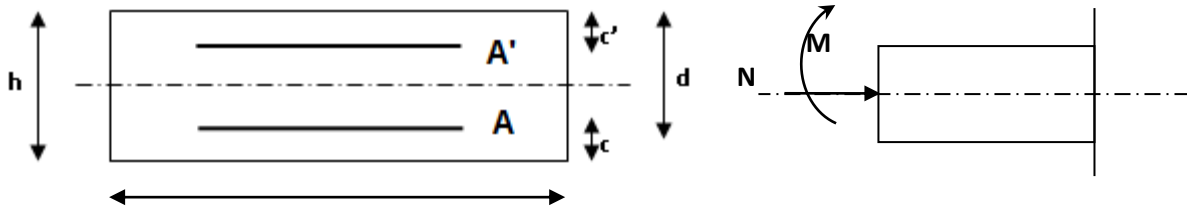


Figure III-3-3 : schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.3.4.1 Calcul des armatures à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389m = 39 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec : a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple:

• Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,9694 \text{ KN. m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995..$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire)

$$A_s = 0$$

• Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 35 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312}{34,8} = 0,283 [\text{cm}^2]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 [\text{MPa}].$$

III.3.4.2 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (de la section minimal). (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35\text{m} = 35 [\text{cm}]$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 [\text{MPa}].$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,455 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 [\text{cm}^2].$$

$$A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2].$$

- **Conclusion :**

On remarque que $A < A_{\min}$ alors Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement de 25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 [\text{Cm}^2].$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

b) Vérification au cisaillement [Art A5.1 ; 1.BAEL91]:

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 2,5MPa \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5 \quad ; f_{c28} = 25 \text{ [Mpa].}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN].}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0.0188 \text{ [Mpa].}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

B : la largeur de la bande considérée = 100cm.

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

c) Vérification de l'adhérence des barres [Art A 6.1, 3..BAEL] :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = (1,5 \times 2.1) = 3.15MPa (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \emptyset.$$

$$\sum u_i = 4\pi \times 0.8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10.048[cm].$$

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100.48} = 0.21MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33cm) = 30cm$.

$$S_t = 25cm \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{ cm.}$

$$S_t = 25 \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres [Art A.6.1, 23..BAEL91]:

Longueur de scellement L_s est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40\text{cm.}$$

$$L_s = 30\text{cm.}$$

III.3.4.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,67 , 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226,67 , 201,63] = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920. \Rightarrow K_1 = 47.763$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,558 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 40.558 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.763} \times 40.558 = 0.85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

Armatures principales.....4HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

Armatures de répartitions.....4HA8 = 1.51cm² avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.5 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , est calculée suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (II_a) et le groupe d'usage du bâtiment(2) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \Rightarrow Soit : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,7125[\text{KN/ml}]$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$

$F_p = 0.882 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml} \Rightarrow$ le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre Les charges sismiques

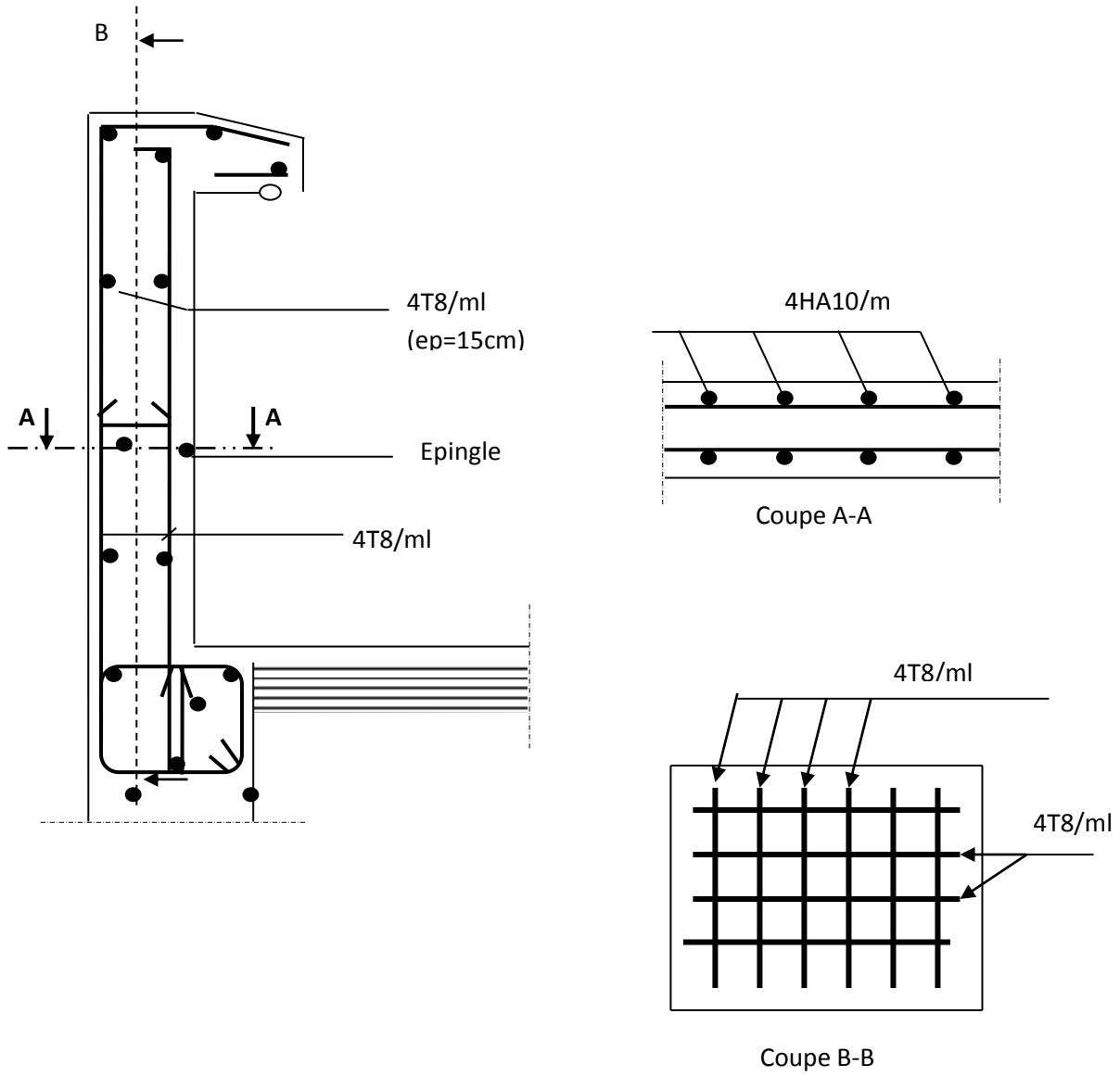


FIGURE-III-3-3 Ferrailage de l'acrotère

III.4 La poutre palière

III.4.1.Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

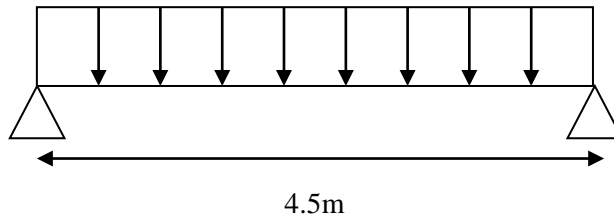


Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière

III.4.2 Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :** la hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

L: portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \text{donc} \quad 30 \leq h \leq 45$$

Mais selon le RPA 99 modifié en 2003 (Art A.7.5) exige une valeur minimale pour la hauteur qui est de 30 cm donc

On prend $h = 40$ cm

➤ **Largeur :** la largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \text{donc} \quad 12 \leq b \leq 31.5$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{L}{15} = \frac{45}{15} = 3 \leq 4 \end{array} \right.$$

on prend $b = 30$ cm

Donc la poutre aura pour dimensions $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.4.3 Détermination des charges :

• **Poids propre de la poutre :**

$$G_t = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 3 \text{ KN/ml.}$$

- Réactions de la poutre : on prend le cas le plus défavorable
ELU : $R_B = 53.26 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_B = 38.58 \text{ KN/ml}$

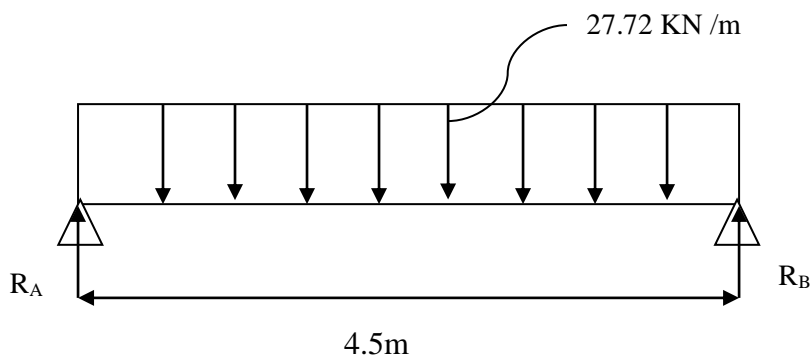
- Combinaison de charge :

Poids propre de la poutre à l'ELU : $1.35 G = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_u = 4.05 + \frac{2 \times 53.26}{4.5} = 27.72 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_u = 27.72 \text{ KN/ml}$$

III.4.4 Calcul à l'ELU



- Calcul des efforts internes :

$$\Sigma F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 27.72 \times 4.5 = 124.74 \text{ KN}$$

$$R_B = 62.37 \text{ KN}$$

$$R_A = 62.37 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0$$

- Calcul de M_0

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{27.72 \times 4.5^2}{8} = 70.17 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{27.72 \times 4.5}{2} = 62.37 \text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 70.17 = 59.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 70.17 = -21.05 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont mentionnés dans le diagramme suivant :

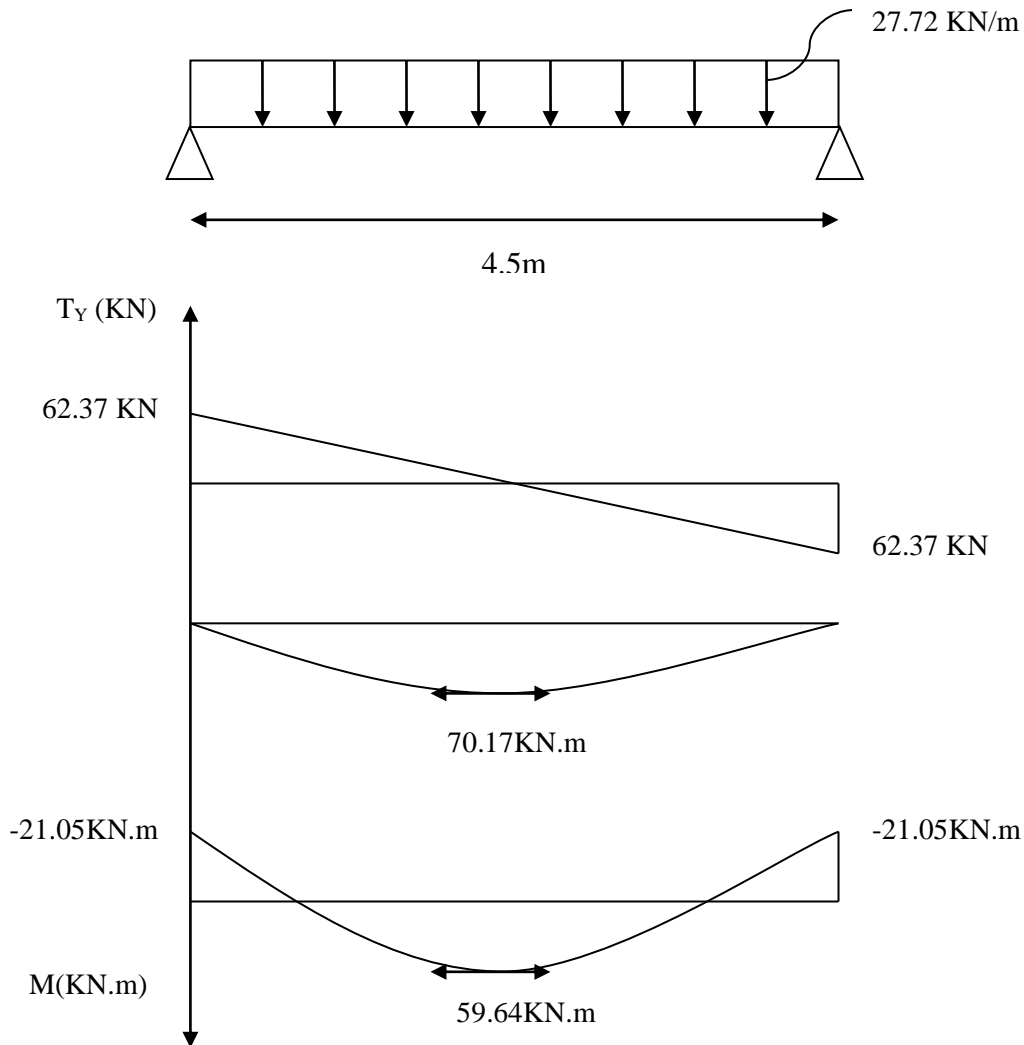


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.5 Ferrailage :

➤ **En appuis :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.05 \times 100}{30 \times 38 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.05 \times 1000}{0.984 \times 38 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA10 = 2.35 cm²**

➤ **En travée :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{59.64 \times 1000}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.097$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.097 \longrightarrow \beta = 0.9485$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{59.64 \times 1000}{0.9485 \times 38 \times 348} = 4.75 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA12 = 5.65 cm²**

III.4.6 Les vérifications :

a) Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ **En travée :**

$$\text{➤ } A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{➤ } A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec } : T_u = 62.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{62370}{300 \times 380} = 0.556 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.556 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition } \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } : a = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.38 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 684 \text{ KN}$$

$$62.37 < 684 \text{ CV } \longrightarrow$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_a = 2.34 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(52.695 + \frac{-11.85}{0.9 \times 0.28} \right) = 0.023 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{v_{max}}{0.9d\Sigma u_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{max}}{0.9d\Sigma u_i}$$

avec : $\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{62.37 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 188.4} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.96 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales)

f) longueur de scellement :

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \emptyset = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s$

$$L_1 = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm}$$

g) Armature transversale :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right\} \rightarrow \emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10} \right\} = 11.42 \text{ mm}$$

On prend un cadre et étrier HA8

h) Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ **Aux appuis (zone nodale) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \emptyset 12 \right) = \min (10; 12; 1.2) = 10 \text{ cm}$$

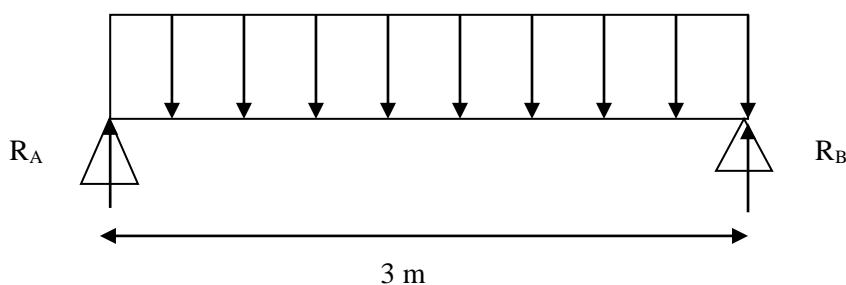
On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **En travée courante (zone courante)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

$S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.7 Calcul à L'ELS :



Combinaison de charge :

$$q_s = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 3 + \frac{2 \times 53.26}{4.5} = 26.67 \text{ KN/ml} \quad \longrightarrow \quad q_s = 26.67 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts interne :

$$\Sigma F_Y = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = 26.67 \times 4.5 = 120 \text{ KN}$$

$$R_B = 60 \text{ KN}$$

$$R_A = 60 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0$$

• **Calcul de M_0 :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{26.67 \times 4.5^2}{8} = 67.5 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26.67 \times 4.5}{2} = 60 \text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 67.5 = 28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 67.5 = 20.25 \text{ KN.m}$$

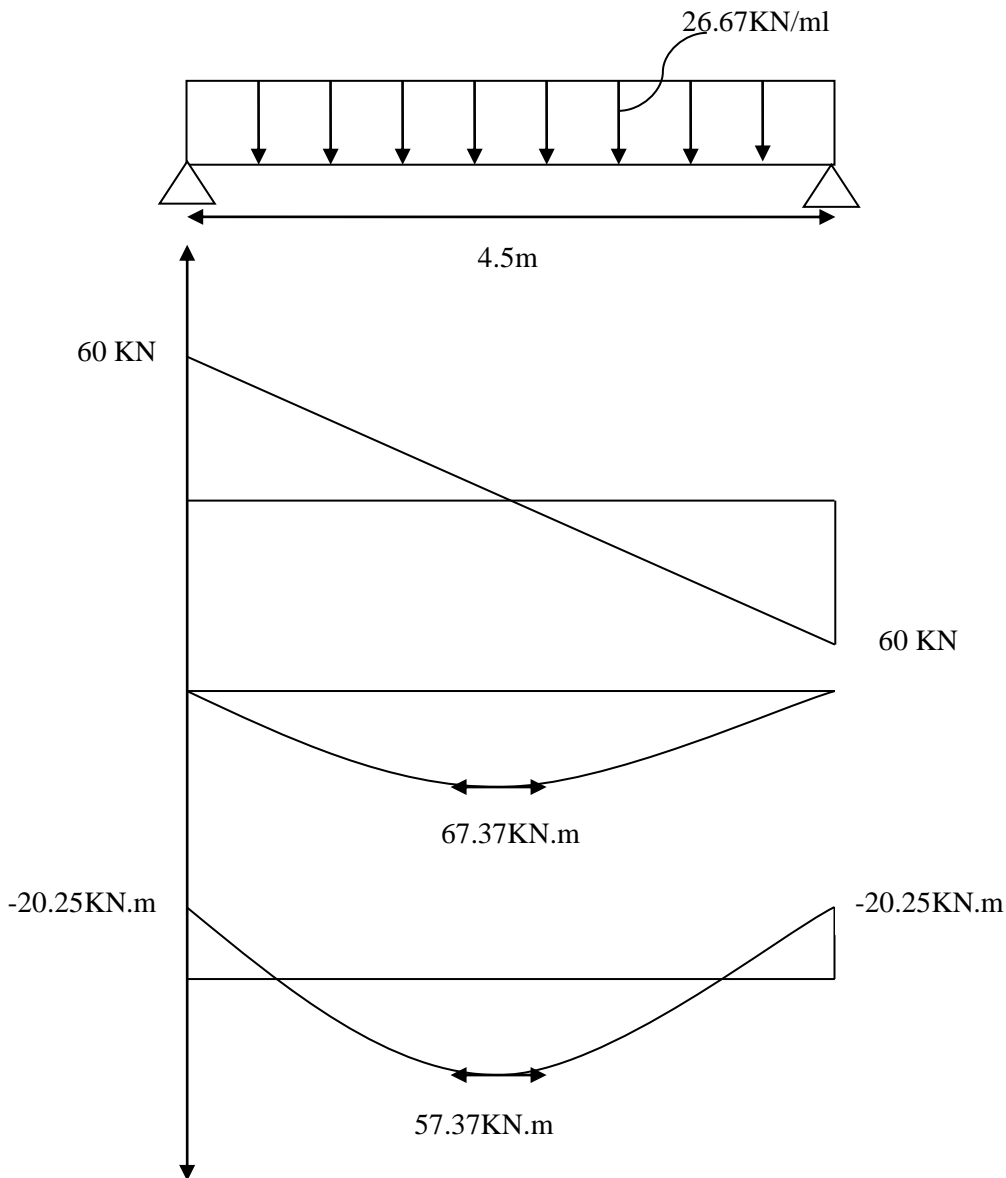


Figure III.4.3: Diagramme des efforts internes

III.4.7 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ Appuis :

• Acier :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 38} = 0.2$$

$$\rho = 0.2\beta = 0.927k_1 \rightarrow 53.49$$

$$\sigma_s = \frac{20.25 \times 10^6}{0.927 \times 380 \times 2.35 \times 10^2} = 244.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 244.62 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{244.62}{53.49} = 4.57 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

• **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.495$$

$$\rho = 0.495\beta = 0.984k_1 = 32.17$$

$$\sigma_s = \frac{57.37 \times 10^6}{0.984 \times 380 \times 5.65 \times 10^2} = 271.55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 271.55 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{271.55}{32.17} = 8.44 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{40}{450} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{450} = 0.08 \leq \frac{57.37}{10 \times 67.5} = 0.0849 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{30 \times 38} = 4.9 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : 3HA10 = 2.35cm²

Travées :5HA12 = 5.65cm²

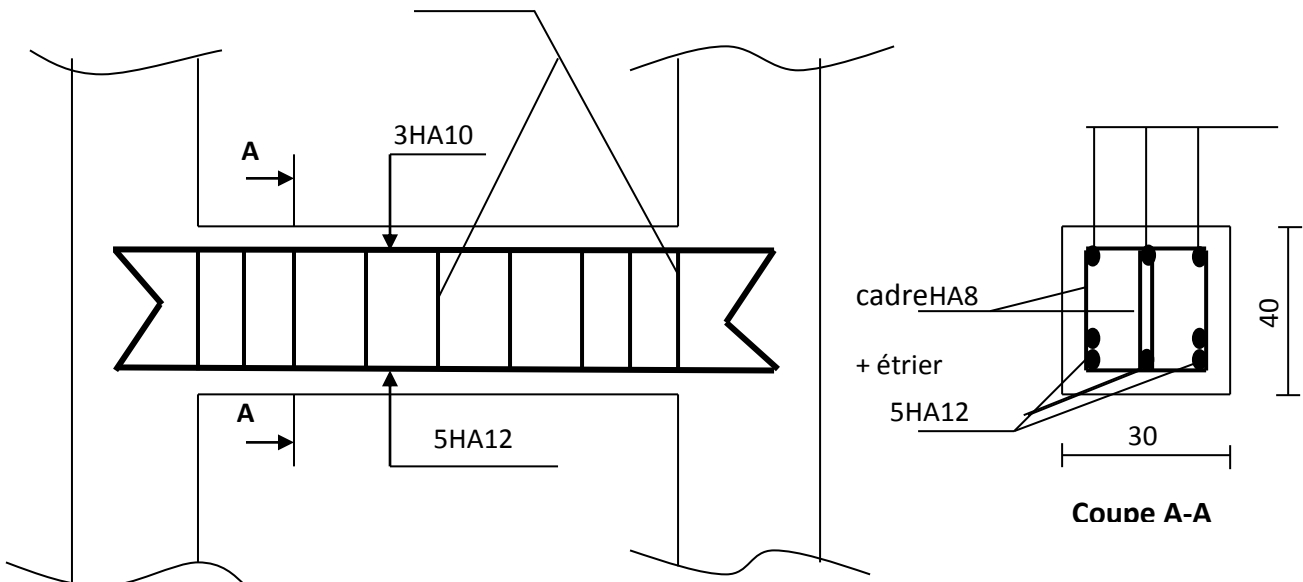


Figure III.4.4 : plan de ferrailage de la poutre palière

III.5 ASCENSEUR

III.5.1 Introduction :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à $21,15\text{m}^2$ ($4,5 \times 4,7$), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 6 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

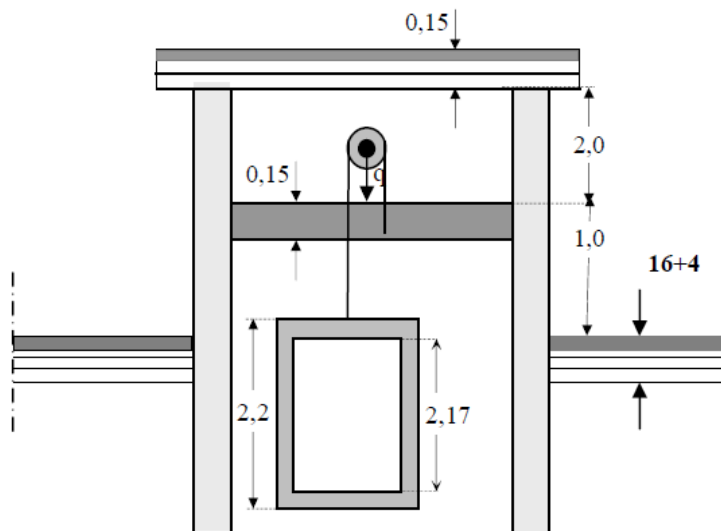


Figure III- 5-1 : Cage d'ascenseur

III.5.2 Calcul de la dalle pleine:

$LX = 4,5$ m ; $LY = 4,7$ m ; $S = 21,15\text{m}^2$

a) Epaisseur de la dalle :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{4,7} = 0,95 ; \quad 0,4 < \rho = 0,95 < 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{450}{30} = 15 \text{ cm}$$

NB :

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur :

$h_t = 20 \text{ cm}$.

b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

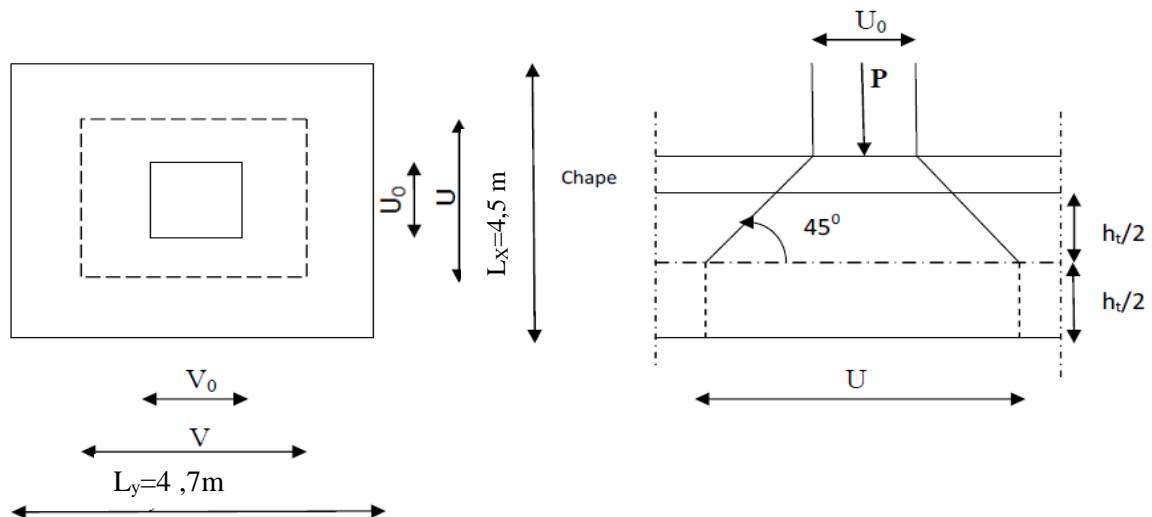


Figure III-5-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

- h_t = épaisseur de la dalle ($h_0 = 20 \text{ cm}$);

- e = épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

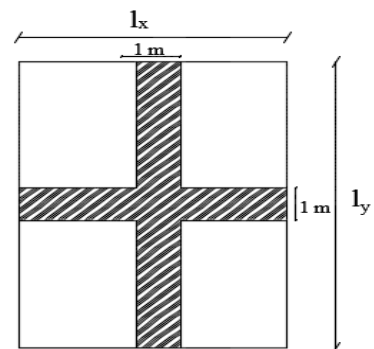
- Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

- $(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen

- $(U_0 \times V_0)$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 150 \text{ cm}$)

$$U = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$



c) Calcul des efforts :

➤ Les moments M_x, M_y dû au système de levage :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson \Rightarrow

$\nu = 0,2$ à l'ELS

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right\}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{450}{470} = 0,95 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{110}{450} = 0,24 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{110}{470} = 0,23 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,175 \text{ et } M_2 = 0,152$$

A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35 P = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 81 \times 0,175 = 14.175 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 81 \times 0,152 = 12.31 \text{ KNm}$$

d) Les moments dûs aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2}):

$$\mu_x = 0,041$$

$$\mu_y = 0,888$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Poids de la dalle: $G = 25 \times 0,20 \times 1 + 22 \times 0,05 \times 1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.1 + 1,5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,041 \times 9,735 \times (4.5)^2 = 8.08 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,888 \times 8.08 = 7.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.175 + 8.08 = 22.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.31 + 7.17 = 19.48 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

➤ Dans le sens de la petite portée X-X :

• Aux appuis :

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 22.25 = 6.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.67 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,014 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.67 \cdot 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

• En travée :

$$M_t = 0,95 \times M_x = 0,95 \times 22.25 = 21.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.14 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.14 \cdot 10^3}{0,998 \times 18 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA8 = 5.03 cm² Avec : St = 10 cm

➤ Dans le sens de la grande portée Y-Y :

• Aux appuis :

$$M_a^y = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 19.48 = 5.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.84 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.84 \cdot 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

• **En travée :**

$$M_t = 0,95 \times M_y = 0,95 \times 19.48 = 18.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.5 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,04 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.5 \cdot 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA8 = 5.03 cm² Avec : St = 10cm

III.5.4 Vérification à L'ELU:

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_{St}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction : $\rho_0 = 0,80 \%$

$$A_{ST} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{20}{2} (3 - \frac{450}{470}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 5.03 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.
- Armatures inférieures : St = 10 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 10 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(110+110) = 440 \text{ cm} = 4.4 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \times 4.4 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN} < Q = 660 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

on a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de U: } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2V + U} = \frac{81}{2 \times 110 + 110} = 24.54t$$

Avec : $P = 1,35 G = 81 \text{ KN}$

$$\text{➤ Au milieu de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{3U} = \frac{81}{3 \times 0.75} = 24.54t$$

$$\frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right);$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (La fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{24.54 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5. Vérification à l'ELS :

➤ Moments engendrés par le système de levage :

$$M_1 = 0.175 \quad ; \quad M_2 = 0.152$$

$$M_{X1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{Y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$M_{X1} = 60(0.175 + 0.2 \times 0.152) = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 60(0.152+0.2 \times 0.175) = 11.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 6.1 \times (4,5)^2 = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X1} = 0.932 \times 5.96 = 5.55 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

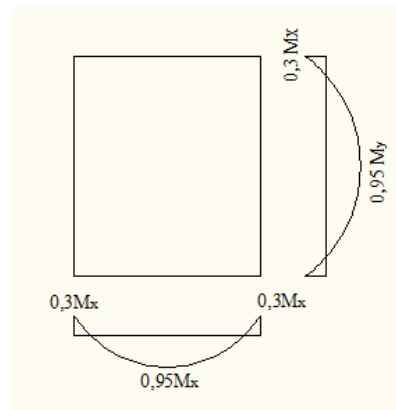
$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 12.32 + 5.96 = 18.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{Y1} + M_{Y2} = 11.22 + 5.55 = 16.77 \text{ KN.m.}$$

Correction des moments En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémité de la dalle non continue. On aura donc:

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} M_x^a = 0,3M_x \\ M_x^t = 0,95M_x \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y : } \begin{cases} M_y^a = 0,3M_y \\ M_y^t = 0,95M_y \end{cases}$$



III.5.6 Ferrailage à l'ELS :

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 18.28 = 5.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.48 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,017 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,821$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.48 \cdot 10^3}{0,821 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,95 \times M_y = 0,95 \times 18,28 = 17,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,36 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,780$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,36 \cdot 10^3}{0,780 \times 18 \times 348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 16,77 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,03 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,852$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,03 \cdot 10^3}{0,852 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,95 \times M_x = 0,95 \times 16,77 = 15,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,93 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,778$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15,93 \cdot 10^3}{0,778 \times 18 \times 348} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

Contrainte de compression dans le béton :

- **Aux appuis** $Ma = 5.48 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 18} = 0,111 \Rightarrow k = 74.29 \text{ et } \beta = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{5.48 \times 10^6}{0,994 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 152.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{152.37}{74.29} = 2.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée** $Mt = 17.36 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 5.03}{100 \times 18} = 0.279 \Rightarrow k = 45.24 \text{ et } \beta = 0.917.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{17.36 \times 10^6}{0,917 \times 180 \times 5.03 \times 10^2} = 289.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{289.51}{45.29} = 6.39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

a) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

-) h : Hauteur de la dalle.

-) M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

-) M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

-) A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-) b : Largeur de la bande égale à 1m.

-) d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} = \frac{20}{450} = 0,044 \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} = \frac{0,85 \times M_x}{20M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,0425 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) $\frac{A_x}{bd} = \frac{2,01}{100 \times 18} = 0,0011 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

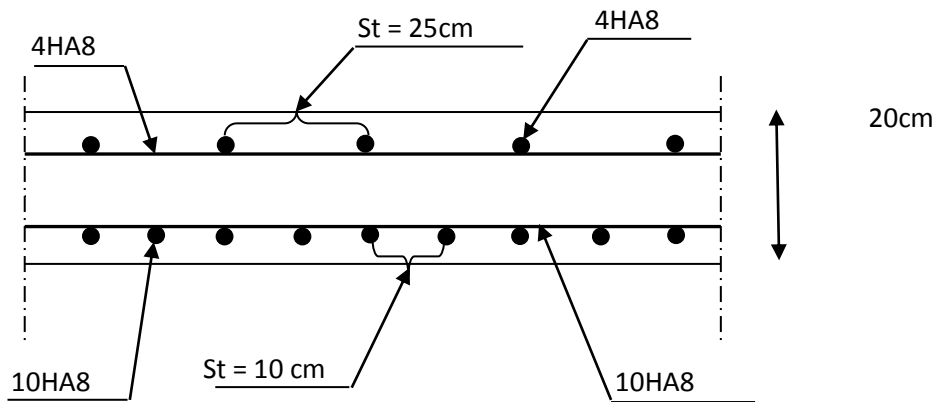
b) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

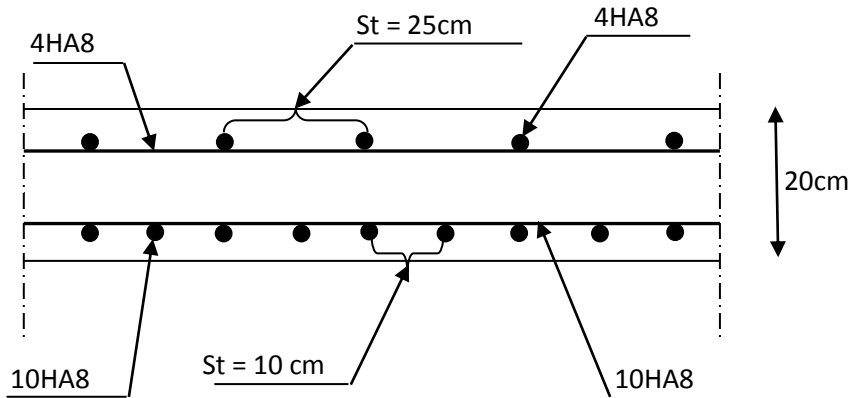
Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 10HA8(5.03 \text{ cm}^2). \\ \text{Aux appuis : } 4HA8 (2.01 \text{ cm}^2). \end{array} \right.$



sens x-x



sens y-y

FigureIII.5.3 :plan de ferrailage de la dalle pleine de L'ascenseur.

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux 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.

IV.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.

IV.3) Description du logiciel *ETABS* :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000, ROBOT et SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

**IV-5) : Etapes de modélisation :****IV .5.1) : Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

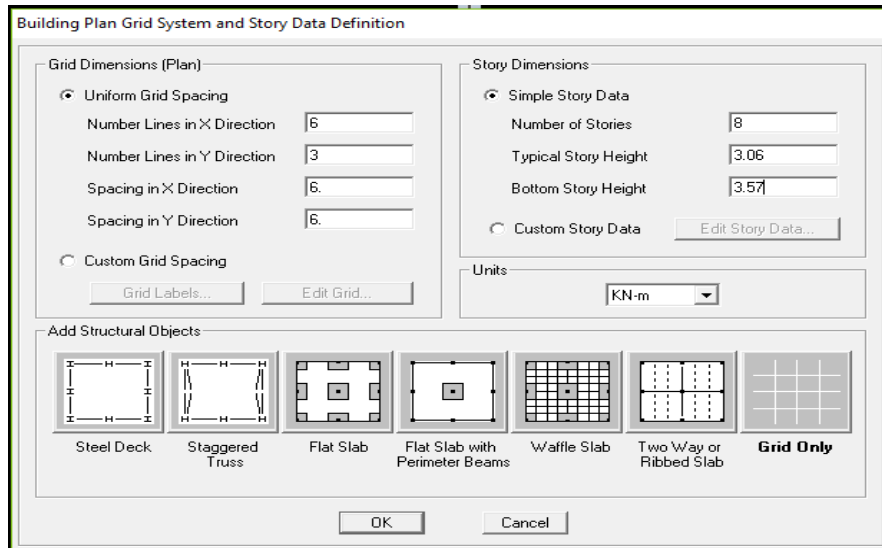
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

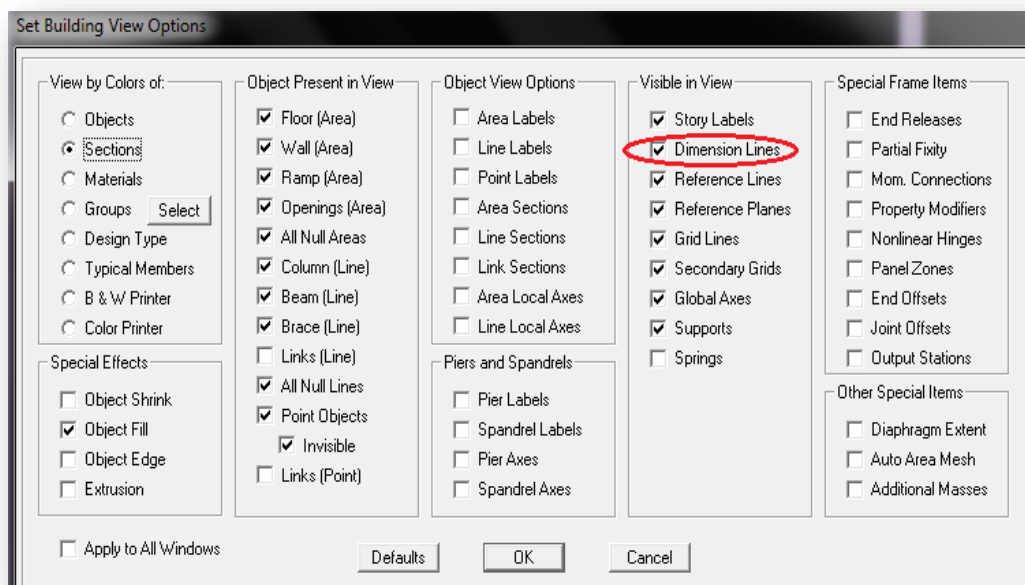
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

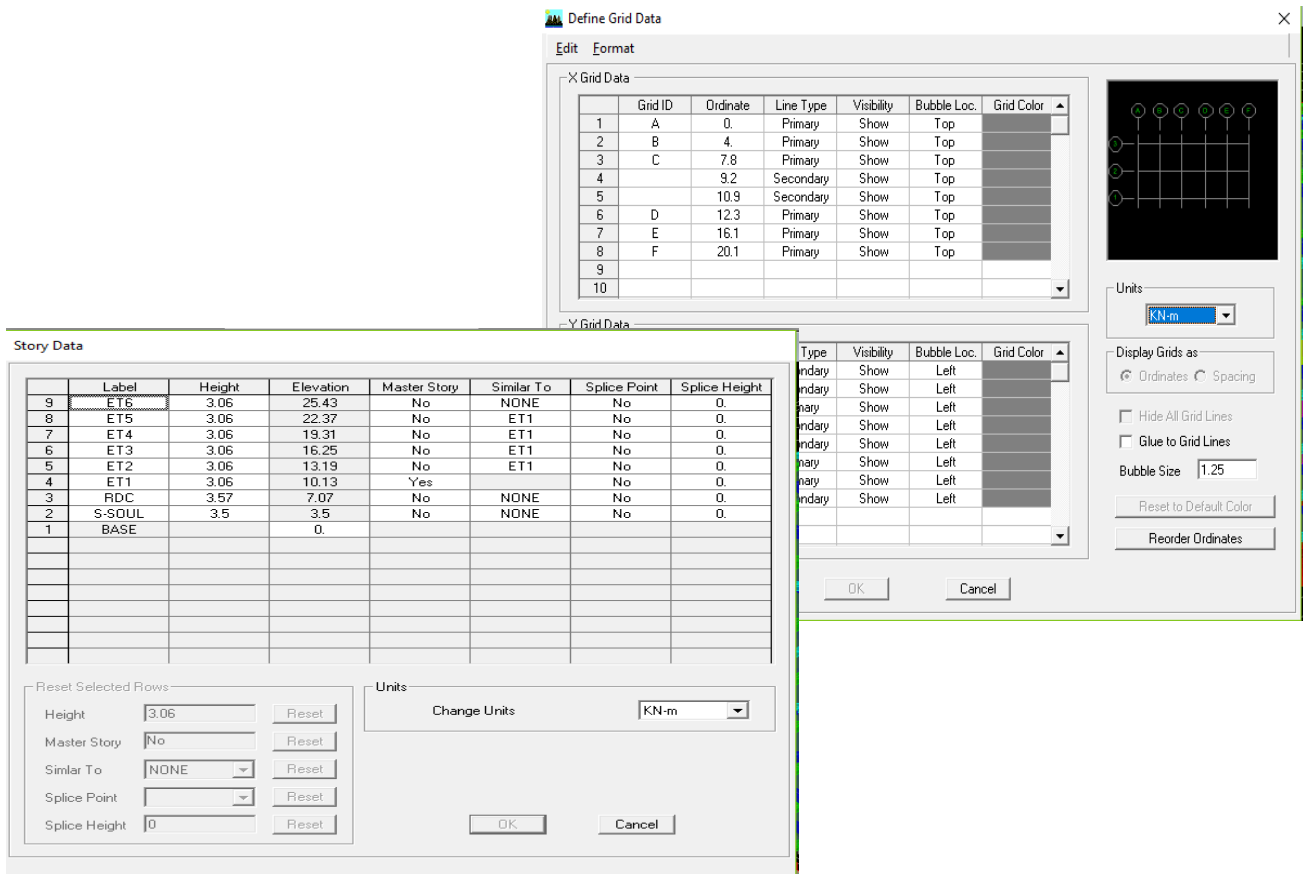
c) Vérification des dimensions :

View → **set building view options**



d) Modélisation de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



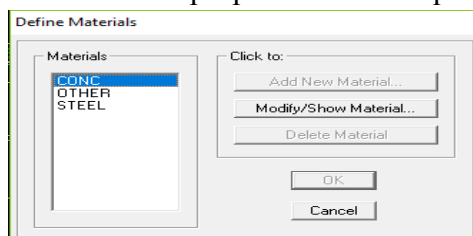
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

- Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- Enfin on valide avec OK

e) Propriétés mécanique du matériau utilisé :

define → materialsproperties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc »)



Material Property Data

Material Name: CONC

Display Color: Color (Cyan)

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor: []

OK Cancel

IV-5.2) : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

a. Choix des sections :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres, voiles... Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

b. Définition des sections :

Pour définir les voiles

Dans le menu déroulant choisir  : **Define** → **wall/slab/deck section out**

Define Wall/Slab/Deck Sections

Sections:

- CC
- DALLE
- DP20
- VOILE20
- WALL1**

Click to:

Add New Deck [v]


Modify/Show Section...

Delete Section

OK Cancel

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer le voile librement on choisit  .

Pour définir les dalles pleines

Definir puis wall/slab/deck section → Add New Slab

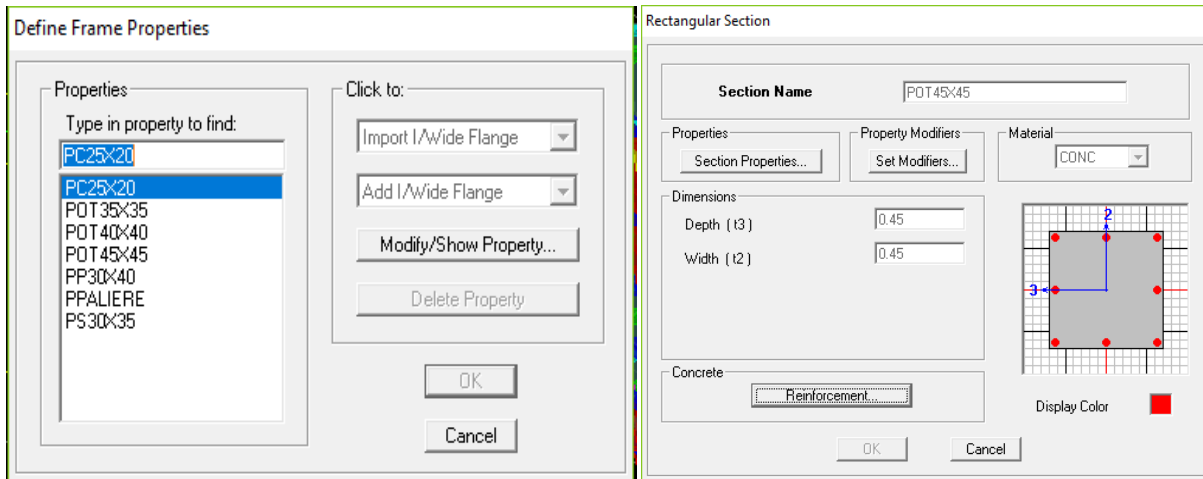
Pour définir Poutres et poteaux :

Define → frame sections ou ()

Icône propriétés → on sélection tout → deleteproperty

Icône click to → « addrectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

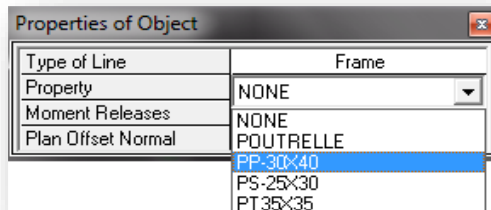
Remarque : lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



c. Affectation des sections aux éléments des portiques :

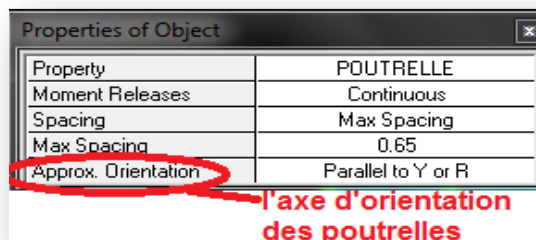
Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :

- **Les pouters :** Draw → Draw line objects → create lines in region



- **Les poutrelles:**

Draw → Draw line objects → create secondary Beam in region or at clicks



- **Les poteaux:**

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks (


Remarque: cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

- **Les dales plains:**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas

Out (create areas at clicks).

- **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais il faut se mettre en élévation.


Remarque :

- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les définit comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

- Sélectionner le voile et les raidisseurs.
- Poursuivre l'instruction suivante

Assigning → Shelle/ Area → Pier Label  .

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**

On choisit la section appropriée aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Remarque :

Si les éléments de la structure sont les mêmes pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour **x** et **y** c'est zéro et pour **z** c'est la hauteur d'étage.

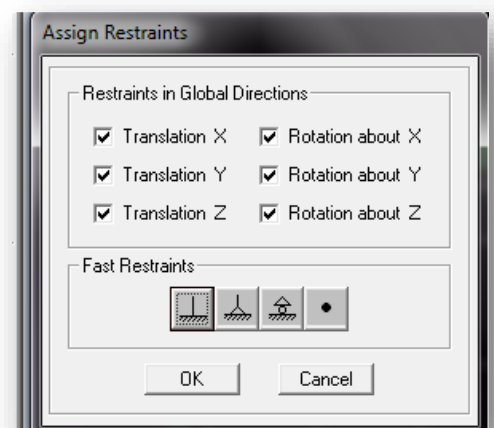
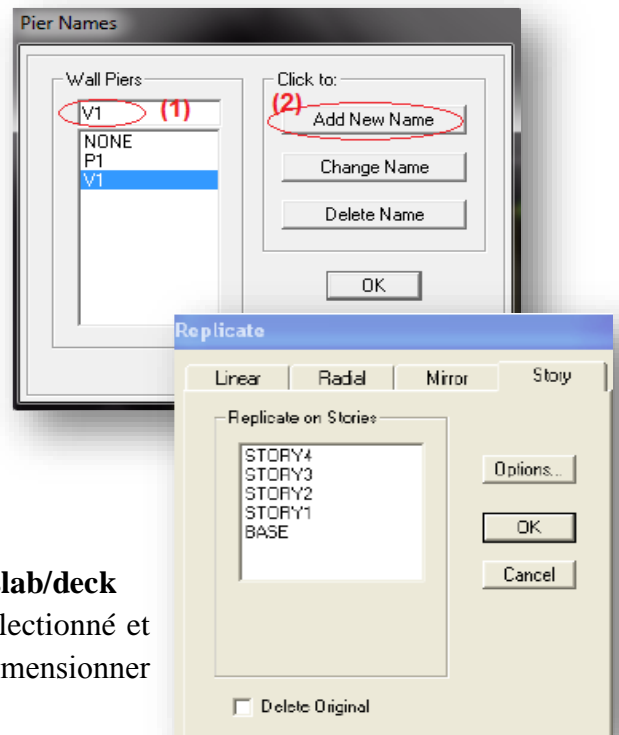
IV-5.3): troisième étape :


Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu **Assigne** → **joint/point**, puis



Restreints (support), ou en cliquant sur 

- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.

- Pour les autres nœuds :

- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)

- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)

- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)

- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3,

Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

b) Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

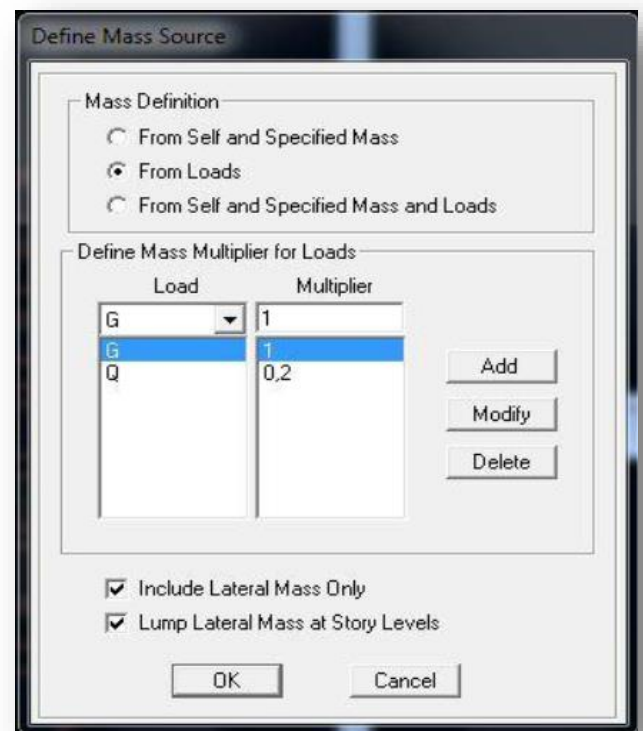
$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération, $\beta = 0.2$

L'instruction : **Define** → **masse source**



Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.



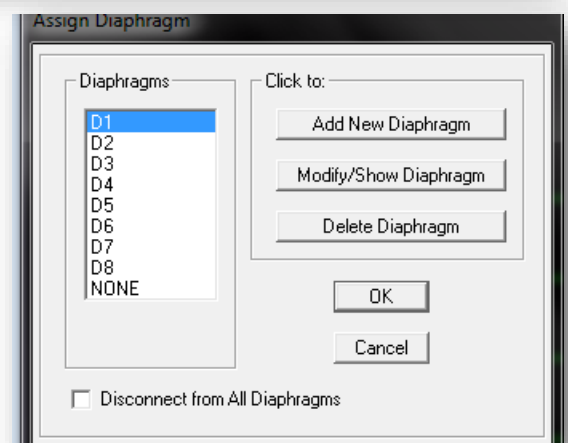
c) Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigiddiaphragm 

On choisit **Add New Diaphragm** →



On va l'appeler **D1** puis **ok**

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler **D2** et ainsi de suite pour tous les planchers.

IV-5.4: quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

a) Charge Statiques (G et Q):

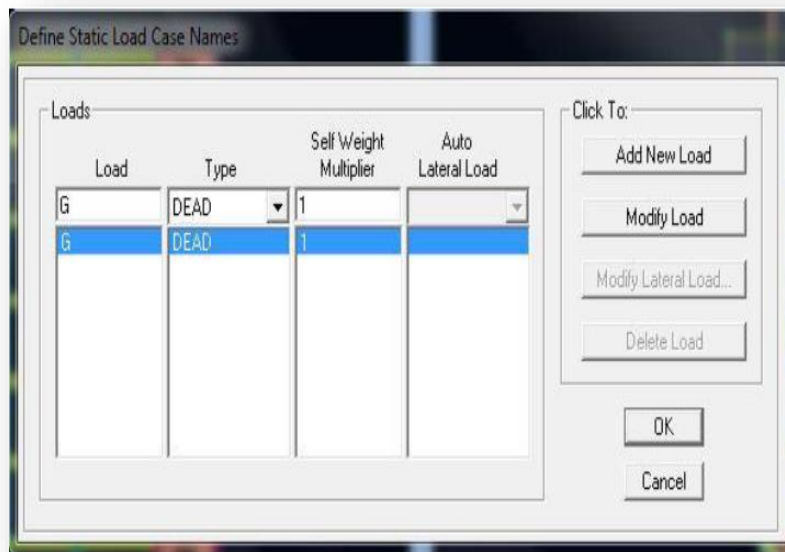
La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q

▪ Charges permanentes G :

Load Name (nom de la charge)

Type: DEAD (permanent)

Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre):1



▪ Surcharges d'exploitation Q:


Load Name (Nom de la charge):Q

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre)

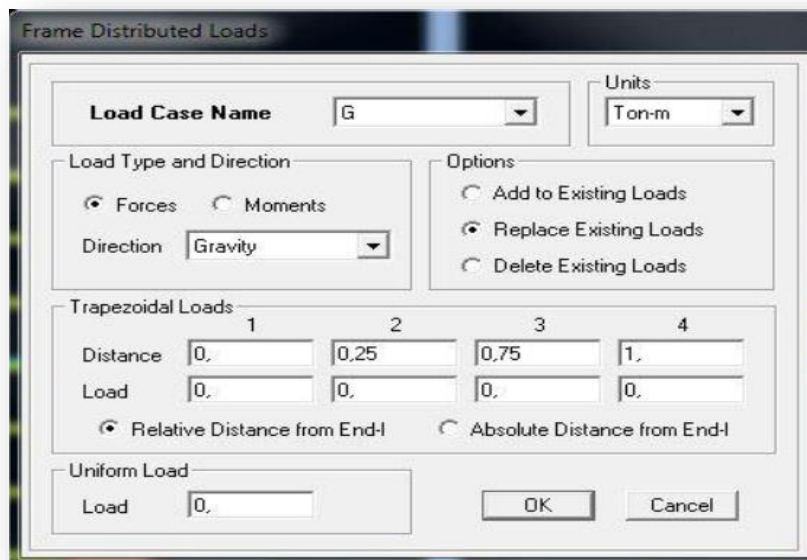


▪ Chargement:

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour la charge concentrée
- La valeur de charge uniformément répartie



• Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

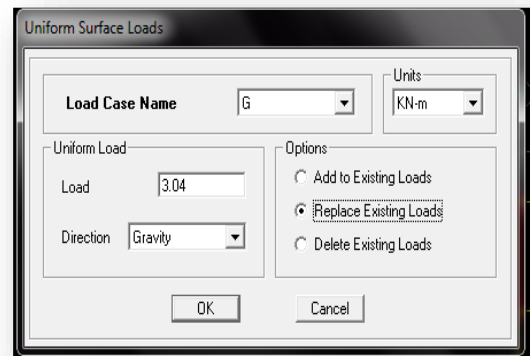
- ✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.



Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres :

$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times E_{pdalle}$$

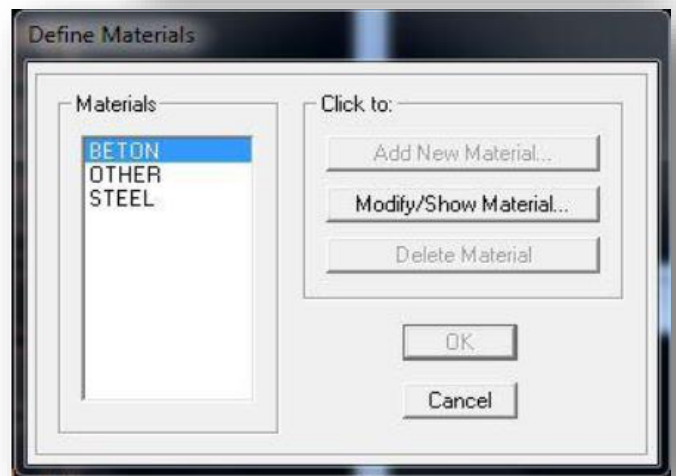


- **Définition des matériaux :**

Define – Matériels

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau :
Cliquez sur

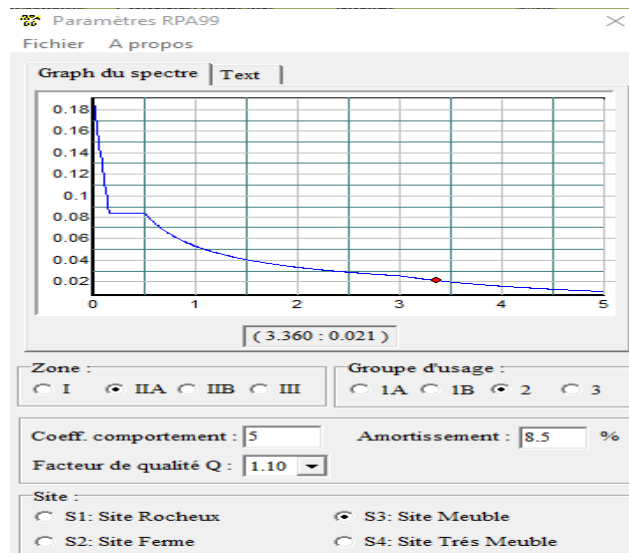
Add new Material



b) Charge Sismique :

- *Spectre de réponse :*

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.



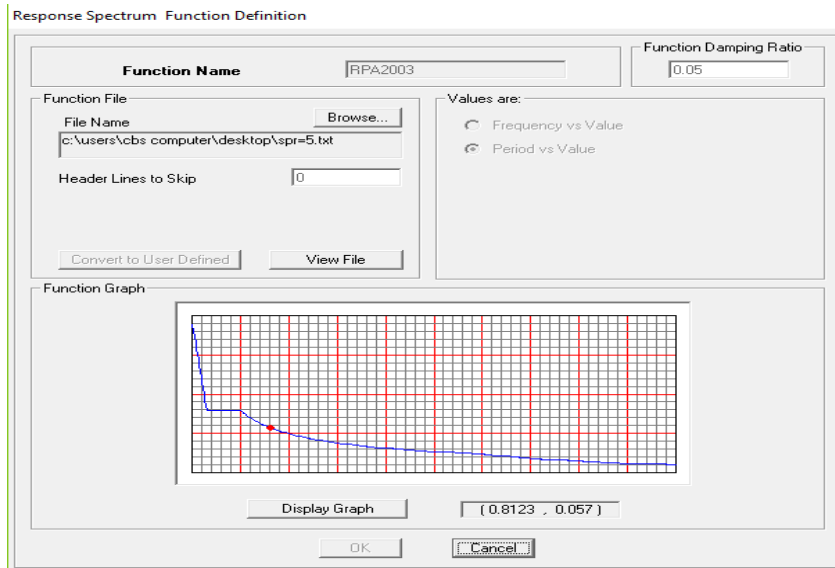


pour définir le spectre de repense cliquer sur la fenêtre suivante va apparaitre :

Define → **Response Spectrum Functions**



Cliquez sur **Add spectrum from file**



• **Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du

Chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

V-5.5: cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

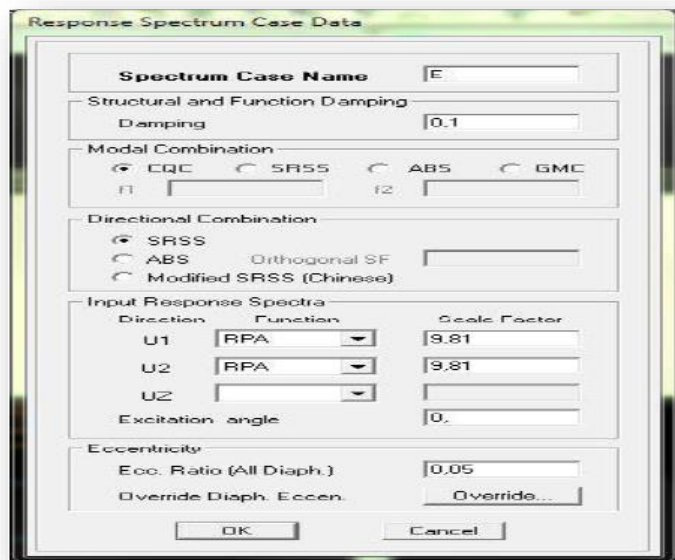
Define → **Load combinations**



Add new Comb.

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**



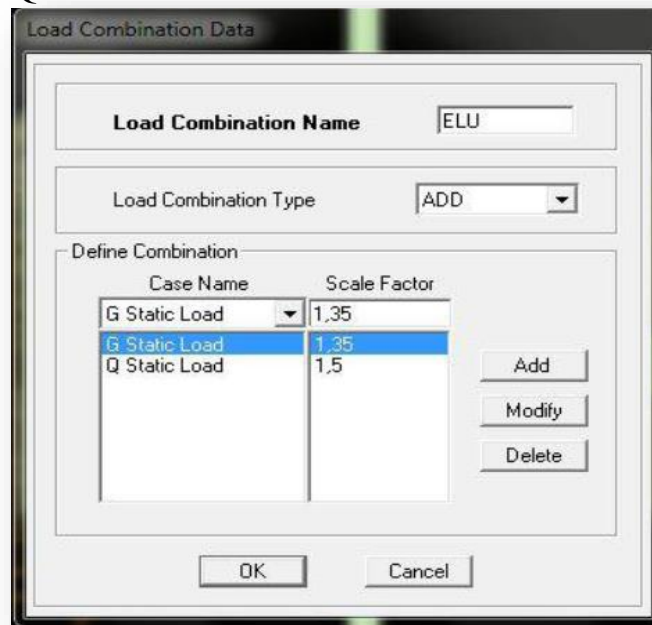
-Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **DefineLoadcombinations**

Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

$G+Q\pm E$, $0.8G\pm E$, $G+Q\pm 1.2E$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : $1.35G+1.5Q$, ELS : $G+Q$

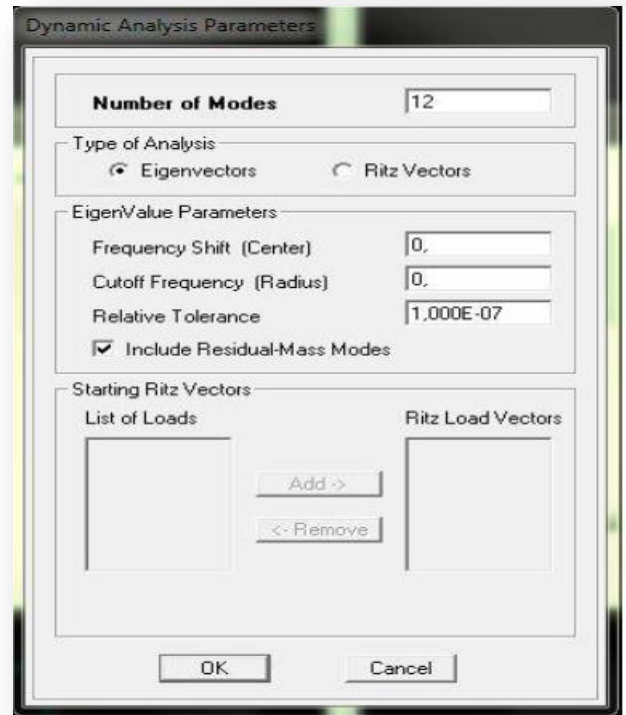
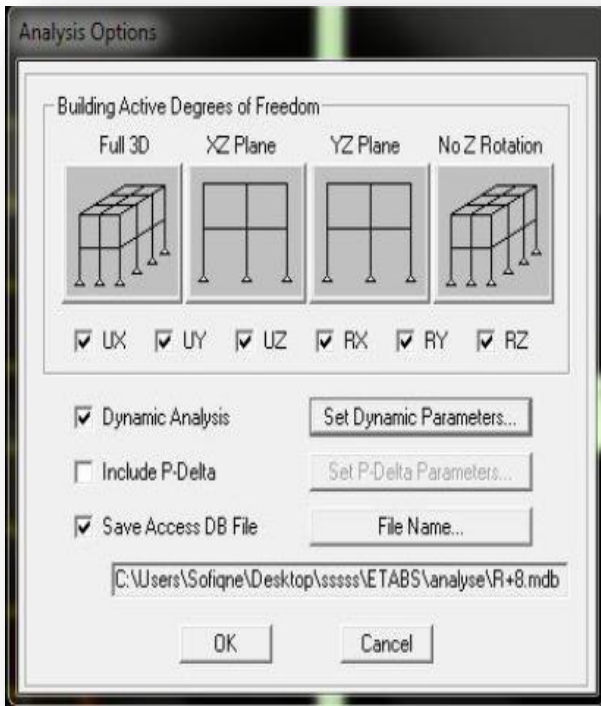


V-5.6): sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier lenombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'unfichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze Set analyze → Options Cliquer sur Set DynamicParameter



Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS

offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).


Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

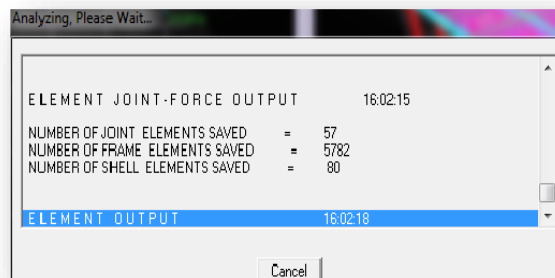
Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

V-5.7):Septième étape :

- **Exécution :**

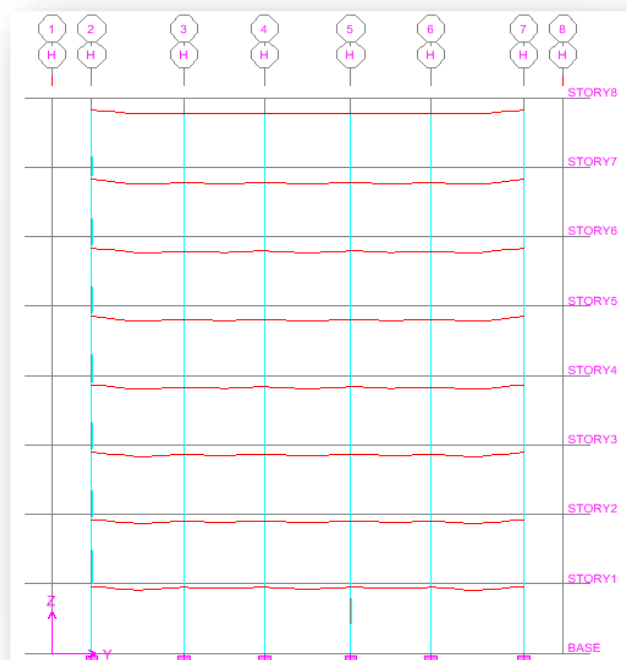
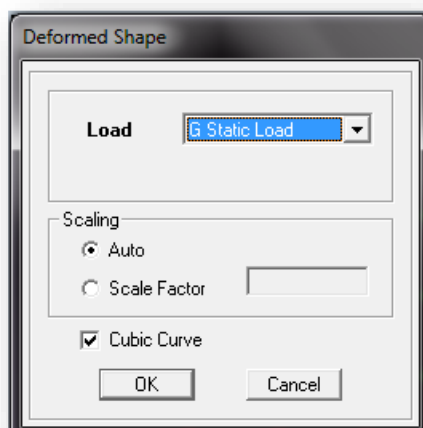
Analyze → **Run** (f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant

Avec : **File** → **Save as**.



- **Déplacements** 

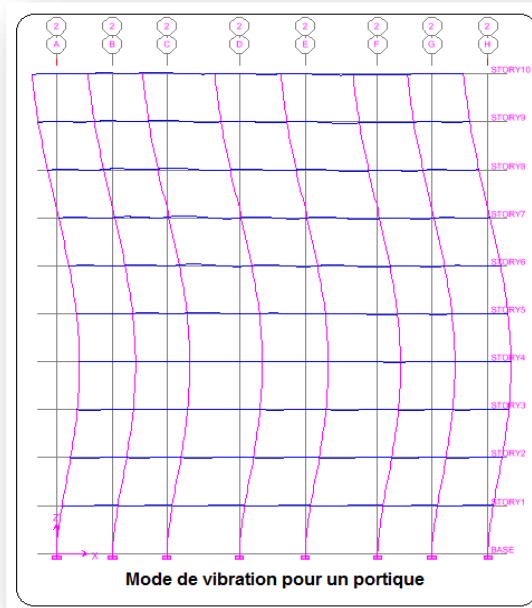
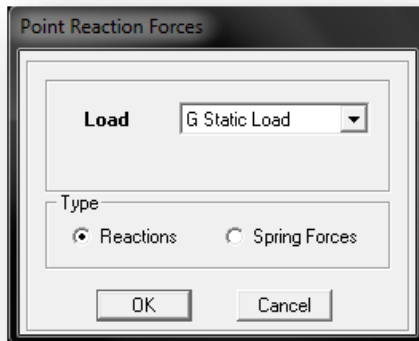
Display → **show Deformed shape**




Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

- Visualisation des réactions 

Display → show Member Forces /Stress Diagram → Support/ Springs Reaction.



- Visualisation des modes de vibration 

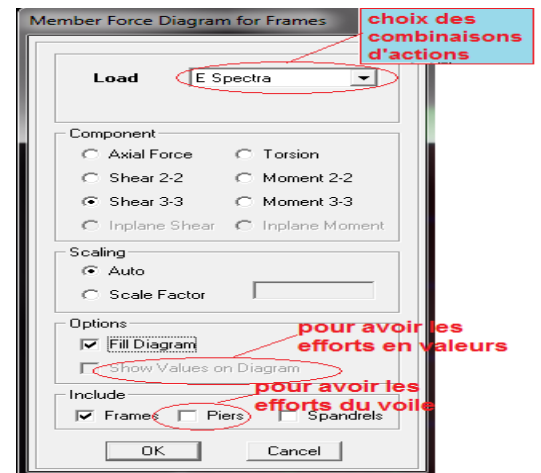
Display → Show Mode Shepe

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace

- Visualisation des efforts internes

Display → show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.

Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.

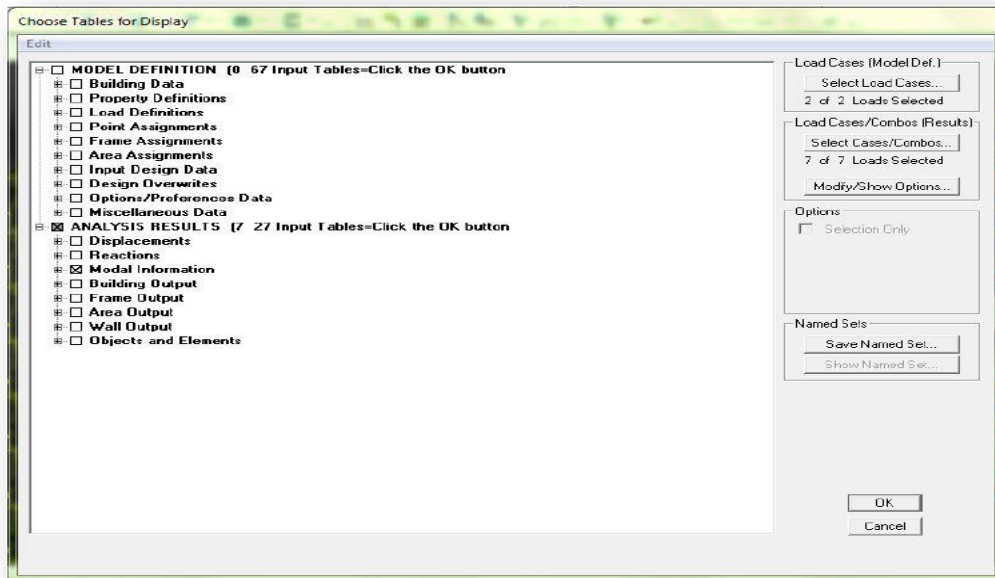


- **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → **Show Tables.**

Les efforts internes :



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

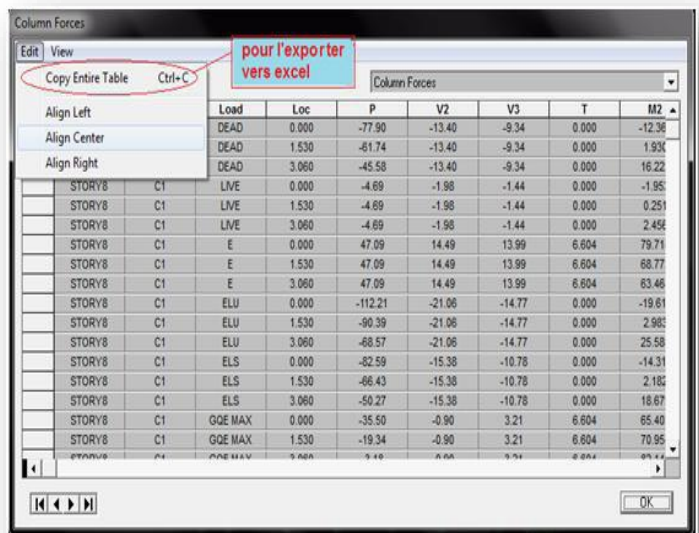
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.675630	74.4828	0.0000	0.0000	74.4828	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.662815	0.0000	73.9705	0.0000	74.4828	73.9705	0.0000	99.0299
	3	0.522354	0.1283	0.0000	0.0000	74.6110	73.9705	0.0000	0.0000
	4	0.191331	10.8237	0.0000	0.0000	85.4347	73.9705	0.0000	0.0000
	5	0.184678	0.0000	9.3304	0.0000	85.4347	83.3009	0.0000	0.3268
	6	0.168270	0.0018	0.0000	0.0000	85.4365	83.3009	0.0000	0.0000
	7	0.152720	5.6321	0.0000	0.0000	91.0686	83.3009	0.0000	0.0000
	8	0.146526	0.0000	7.4177	0.0000	91.0686	90.7186	0.0000	0.3967
	9	0.126979	0.1301	0.0000	0.0000	91.1988	90.7186	0.0000	0.0000
	10	0.075810	4.6408	0.0000	0.0000	95.8395	90.7186	0.0000	0.0000
	11	0.068952	0.0000	4.8986	0.0000	95.8395	95.6172	0.0000	0.1882
	12	0.054349	0.0086	0.0000	0.0000	95.8481	95.6172	0.0000	0.0000

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sunUX** ,**sunUY**

Remarque :

Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel

- Edit → copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.



- La structure ci-dessous représente notre cas de figure après avoir faire la modélisation.

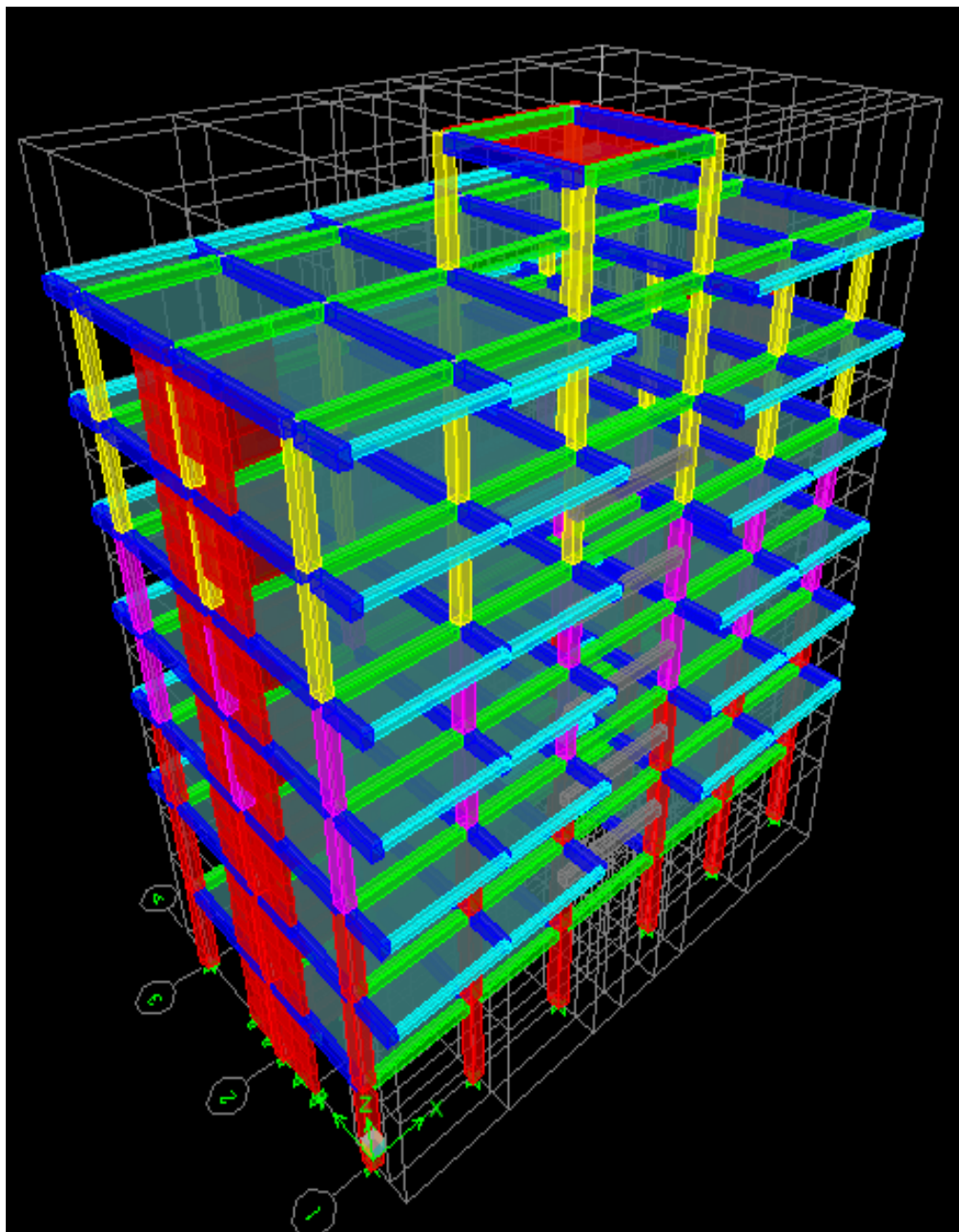


Figure IV.1 : Vue en 3D

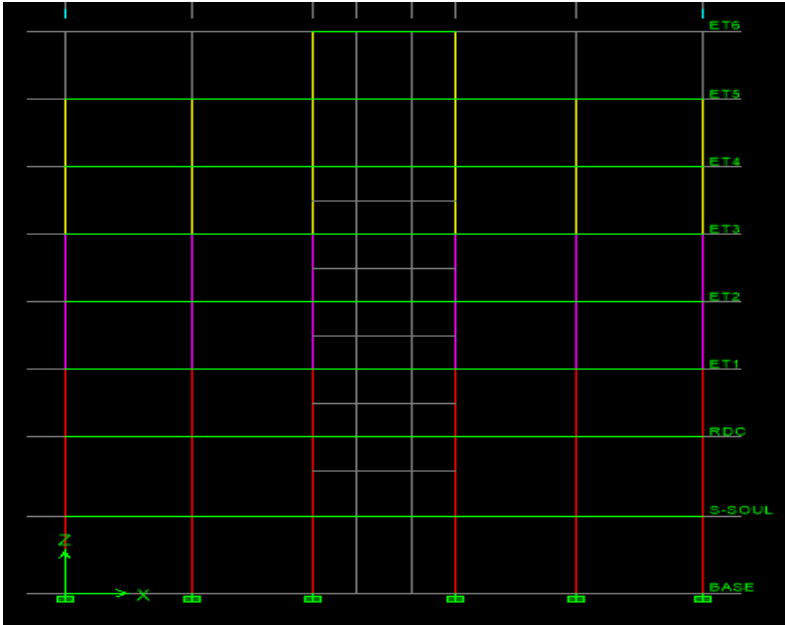


Figure IV 3 : vue en élévation

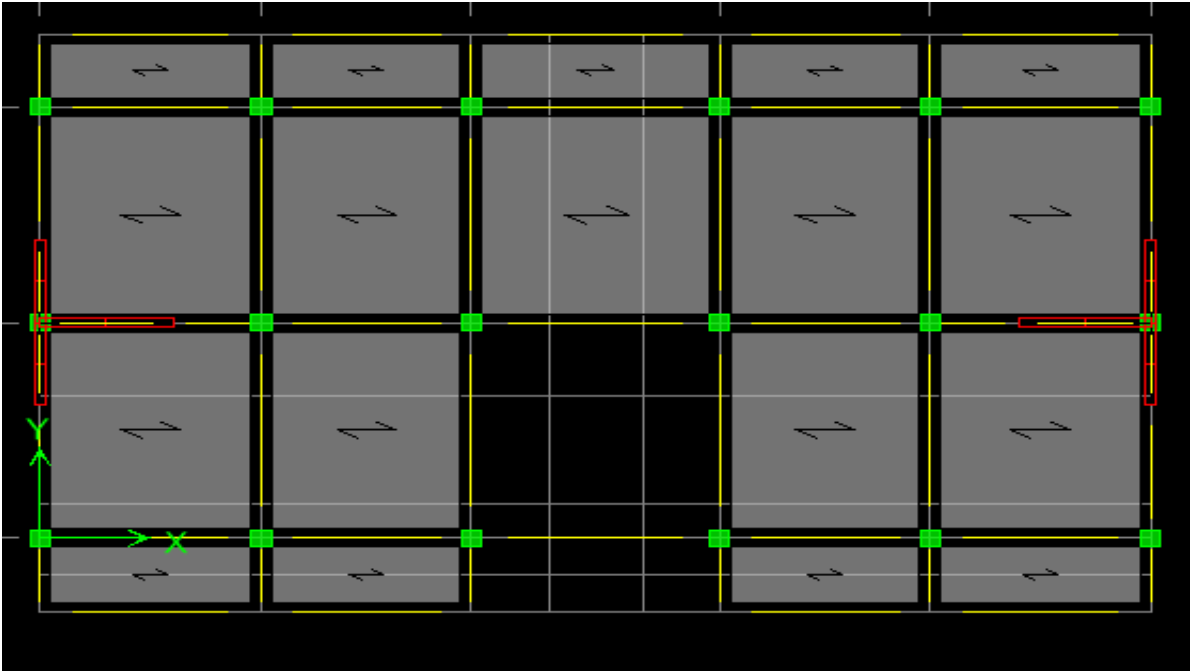


Figure IV 4: vue en plan

V. Vérification des exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences de RPA qui sont :

V.1) Vérification de la période :

D'après logiciel ETABS en obtenue les périodes et les modes de vibration pour la structure :

La période Max est de (0.68s) pour le 1^{ere} mode de vibration et la période Min est de (0.05s) pour le 12^{eme} mode de vibration.

La période critique imposé par le RPA version 2003 (article 4-6) est comme suit :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003** → **C_T=0.05**.

$$T_{cr} = 0,05 \times 25.43^{3/4} = \mathbf{0.57sec}$$

On doit vérifier

$$T = 1,3 \times T_{cr} = \mathbf{0,741[s]} \geq T_{structure} = \mathbf{0,68[s]} \dots \dots \dots (\mathbf{Condition\ vérifiée}).$$

V.2 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. Soit:

C_M: centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

- Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$$

$$L_X = 20.5 \text{ m}$$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5%LX	OBS
ET6	D8	10.05	10.05	0	1.025	CV
ET5	D7	10.05	10.05	0	1.025	CV
ET4	D6	10.05	10.05	0	1.025	CV
ET3	D5	10.05	10.05	0	1.025	CV
ET2	D4	10.05	10.05	0	1.025	CV
ET1	D3	10.05	10.05	0	1.025	CV
RDC	D2	10.05	10.05	0	1.025	CV
s-soul	D1	10.033	10.05	-0.017	1.025	CV

Tableau V.1: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

- Suivant le sens y-y :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5%LX	OBS
ET6	D8	2.35	2.562	-0.212	0.63	CV
ET5	D7	4.975	4.53	0.445	0.63	CV
ET4	D6	4.937	4.527	0.41	0.63	CV
ET3	D5	4.901	4.542	0.359	0.63	CV
ET2	D4	4.898	4.565	0.333	0.63	CV
ET1	D3	4.895	4.596	0.299	0.63	CV
RDC	D2	4.89	4.632	0.258	0.63	CV
S-SOUL	D1	4.826	4.685	0.141	0.63	CV

Tableau V.2: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

V.3 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA 99/version 2003).

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.675630	74.4828	0.0000	0.0000	74.4828	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.662815	0.0000	73.9705	0.0000	74.4828	73.9705	0.0000	99.0299
	3	0.522354	0.1283	0.0000	0.0000	74.6110	73.9705	0.0000	0.0000
	4	0.191331	10.8237	0.0000	0.0000	85.4347	73.9705	0.0000	0.0000
	5	0.184678	0.0000	9.3304	0.0000	85.4347	83.3009	0.0000	0.3268
	6	0.168270	0.0018	0.0000	0.0000	85.4365	83.3009	0.0000	0.0000
	7	0.152720	5.6321	0.0000	0.0000	91.0686	83.3009	0.0000	0.0000
	8	0.146526	0.0000	7.4177	0.0000	91.0686	90.7186	0.0000	0.3967
	9	0.126979	0.1301	0.0000	0.0000	91.1988	90.7186	0.0000	0.0000
	10	0.075810	4.6408	0.0000	0.0000	95.8395	90.7186	0.0000	0.0000
	11	0.068952	0.0000	4.8986	0.0000	95.8395	95.6172	0.0000	0.1882
	12	0.054349	0.0086	0.0000	0.0000	95.8481	95.6172	0.0000	0.0000

Figure V.1 :pourcentage de participation de la masse modale.

La somme des masse modale dépasse 90% de la masse totale de bâtiment au Huitième mode, d’où la condition de RPA est vérifiée.

V.4 Justification du système de contreventement :

L’objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

a) charges horizontales reprise avec les voiles :

Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenue par ETABS en suivant le cheminement ci-après

Select → by Pier ID → on selection les VL(voile longitudinal) Display → show table

On choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur :

Wall output → wall Pier Force → ok → k

Une fenêtre s’affichera comme indiquer sur l’image suivante :

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ET1	Z1VL1	EX	Top	0.00	350.81	0.00	7.673	0.000
	ET1	Z1VL1	EX	Bottom	0.00	357.53	0.00	3.678	0.000
	RDC	Z1VL1	EX	Top	0.00	494.45	0.00	9.753	0.000
	RDC	Z1VL1	EX	Bottom	0.00	505.82	0.00	3.216	0.000
	S-SOUL	Z1VL1	EX	Top	0.00	564.46	0.00	12.417	0.000
	S-SOUL	Z1VL1	EX	Bottom	0.00	551.07	0.00	7.513	0.000
	ET3	Z2VL1	EX	Top	0.00	218.74	0.00	4.741	0.000
	ET3	Z2VL1	EX	Bottom	0.00	220.81	0.00	4.071	0.000
	ET2	Z2VL1	EX	Top	0.00	335.29	0.00	7.235	0.000
	ET2	Z2VL1	EX	Bottom	0.00	337.79	0.00	5.278	0.000
	ET5	Z3VL1	EX	Top	0.00	76.34	0.00	2.048	0.000
	ET5	Z3VL1	EX	Bottom	0.00	77.22	0.00	2.033	0.000
	ET4	Z3VL1	EX	Top	0.00	180.28	0.00	4.743	0.000
	ET4	Z3VL1	EX	Bottom	0.00	182.20	0.00	4.466	0.000

Figure V.2 : les charges reprises par les voiles longitudinales.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_x tel que :

$$V_{\text{voile}} = 4452.81 \text{ KN}$$

On suit les mêmes étapes pour les voiles transversales, on change que la combinaison EX par EY OK OK

Une fenêtre s'affichera comme indiqué sur l'image suivante :

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ET1	Z1VT1	EY	Top	0.12	401.30	0.01	517.022	19.328
	ET1	Z1VT1	EY	Bottom	0.13	411.74	0.01	531.003	24.682
	RDC	Z1VT1	EY	Top	0.15	531.79	0.01	710.488	26.771
	RDC	Z1VT1	EY	Bottom	0.16	547.13	0.01	732.230	32.589
	S-SOUL	Z1VT1	EY	Top	0.17	582.71	0.01	799.641	33.414
	S-SOUL	Z1VT1	EY	Bottom	0.17	595.70	0.01	819.929	32.610
	ET3	Z2VT1	EY	Top	0.05	268.72	0.01	318.413	2.941
	ET3	Z2VT1	EY	Bottom	0.07	270.26	0.01	319.469	8.659
	ET2	Z2VT1	EY	Top	0.09	386.79	0.02	461.439	11.031
	ET2	Z2VT1	EY	Bottom	0.11	390.86	0.02	466.323	17.478
	ET5	Z3VT1	EY	Top	0.05	85.46	0.00	55.105	1.061
	ET5	Z3VT1	EY	Bottom	0.03	85.03	0.02	51.445	6.203
	ET4	Z3VT1	EY	Top	0.03	224.14	0.03	232.819	5.747
	ET4	Z3VT1	EY	Bottom	0.03	224.50	0.02	232.495	0.530

Figure V.3 : les charges reprises par les voiles transversales.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_y tel que :

$$V_{\text{voile}} = 5006.13 \text{ KN}$$

b) Charge horizontales reprises par le bâtiment :

on clique d'abord sur : Display → show table

horizontales on choisit ensuite la combinaison Ex

Building out puts → tory shear → ok → ok

Une fenêtre s'affichera comme indiquer sur l'image suivante :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET6	EX	Top	0.00	46.52	0.00	124.199	0.000	0.000
	ET6	EX	Bottom	0.00	46.52	0.00	124.199	0.002	142.357
	ET5	EX	Top	0.00	224.96	0.00	1226.554	0.002	142.357
	ET5	EX	Bottom	0.00	224.96	0.00	1226.554	0.010	794.228
	ET4	EX	Top	0.00	369.47	0.00	2083.740	0.010	794.228
	ET4	EX	Bottom	0.00	369.47	0.00	2083.740	0.015	1908.106
	ET3	EX	Top	0.00	488.69	0.00	2796.285	0.015	1908.106
	ET3	EX	Bottom	0.00	488.69	0.00	2796.285	0.014	3361.759
	ET2	EX	Top	0.00	587.55	0.00	3383.437	0.014	3361.759
	ET2	EX	Bottom	0.00	587.55	0.00	3383.437	0.014	5102.608
	ET1	EX	Top	0.00	656.99	0.00	3808.349	0.014	5102.608
	ET1	EX	Bottom	0.00	656.99	0.00	3808.349	0.012	7055.590
	RDC	EX	Top	0.00	710.04	0.00	4156.536	0.012	7055.590
	RDC	EX	Bottom	0.00	710.04	0.00	4156.536	0.012	9505.426
	S-SOUL	EX	Top	0.00	730.58	0.01	4285.442	0.012	9505.426
	S-SOUL	EX	Bottom	0.00	730.58	0.01	4285.442	0.017	11986.522

Figure V.4 : les charges reprisent par le bâtiment suivant xx.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de Vx tel que :

$$V_x = 7629.6 \text{ KN}$$

On suite les même étapes pour la combinaison EY

Une fenêtre s'affichera comme indiquer sur l'image suivante :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET6	EY	Top	0.00	0.00	48.25	495.772	0.000	0.000
	ET6	EY	Bottom	0.00	0.00	48.25	495.772	147.647	0.007
	ET5	EY	Top	0.00	0.00	227.40	2496.328	147.647	0.007
	ET5	EY	Bottom	0.00	0.00	227.40	2496.328	800.171	0.011
	ET4	EY	Top	0.00	0.00	372.64	4117.119	800.171	0.011
	ET4	EY	Bottom	0.00	0.00	372.64	4117.119	1922.584	0.018
	ET3	EY	Top	0.00	0.00	492.79	5480.816	1922.584	0.018
	ET3	EY	Bottom	0.00	0.00	492.79	5480.816	3387.019	0.020
	ET2	EY	Top	0.00	0.00	591.88	6604.540	3387.019	0.020
	ET2	EY	Bottom	0.00	0.00	591.88	6604.540	5140.809	0.021
	ET1	EY	Top	0.00	0.00	659.97	7401.901	5140.809	0.021
	ET1	EY	Bottom	0.00	0.00	659.97	7401.901	7104.771	0.023
	RDC	EY	Top	0.00	0.00	712.14	8053.839	7104.771	0.023
	RDC	EY	Bottom	0.00	0.00	712.14	8053.839	9562.216	0.018
	S-SOUL	EY	Top	0.00	0.01	732.44	8314.067	9562.216	0.018
	S-SOUL	EY	Bottom	0.00	0.01	732.44	8314.067	12048.795	0.029

Figure V.5 : les charges horizontales reprisent par le bâtiment suivant yy.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de Vy tel que :

$$V_y = 11023.28 \text{ KN}$$

c) Charges verticales reprise par le bâtiment :

on clique d'abord sur : **Display** → **show table**

on choisit ensuite la combinaison **GBQ (poids)**

Building out put → **story shear** → **ok** →

Une fenêtre s'affichera comme indiquer sur l'image suivante :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET6	POIDS	Top	274.11	0.00	0.00	0.000	644.162	-2754.821
	ET6	POIDS	Bottom	311.60	0.00	0.00	0.000	732.252	-3131.545
	ET5	POIDS	Top	2048.04	0.00	0.00	0.000	9447.803	-20582.763
	ET5	POIDS	Bottom	2400.32	0.00	0.00	0.000	11103.531	-24123.202
	ET4	POIDS	Top	4072.66	0.00	0.00	0.000	19481.142	-40930.244
	ET4	POIDS	Bottom	4451.94	0.00	0.00	0.000	21136.869	-44742.033
	ET3	POIDS	Top	6124.29	0.00	0.00	0.000	29514.480	-61549.075
	ET3	POIDS	Bottom	6555.21	0.00	0.00	0.000	31412.904	-65879.821
	ET2	POIDS	Top	8227.55	0.00	0.00	0.000	39790.515	-82686.863
	ET2	POIDS	Bottom	8658.47	0.00	0.00	0.000	41688.939	-87017.609
	ET1	POIDS	Top	10330.81	0.00	0.00	0.000	50066.550	-103824.651
	ET1	POIDS	Bottom	10820.25	0.00	0.00	0.000	52240.030	-108743.541
	RDC	POIDS	Top	12537.58	0.00	0.00	0.000	60846.917	-126002.661
	RDC	POIDS	Bottom	13104.09	0.00	0.00	0.000	63382.643	-131696.141
	S-SOUL	POIDS	Top	14360.05	0.00	0.00	0.000	69550.007	-144318.521
	S-SOUL	POIDS	Bottom	14895.71	0.00	0.00	0.000	72067.598	-149642.401

Figure V.6 :les Charges verticales reprisent par le bâtiment.

On tire ensuite **Wt** telle que **Wt = 14895.71 KN** .

d) Charges verticales reprise par les voiles :

On sélection d'abord les nœuds des voiles à la base ; on clique sur : **Display** → **show table**

on choisit ensuite la combinaison **GBQ (poids)** et on cliquant sur : **rection** → **ok** → **ok**

Une fenêtre s'affichera comme indiquer sur l'image suivante :

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	2	POIDS	-28.52	1.03	631.70	0.013	-4.375	0.005
	BASE	17	POIDS	28.72	1.03	633.29	0.013	4.379	-0.005
	BASE	43	POIDS	24.07	0.01	158.84	0.008	1.226	-0.001
	BASE	44	POIDS	-24.28	0.01	160.49	0.008	-1.239	0.001
	BASE	829	POIDS	0.08	-25.92	130.92	1.056	-0.075	-0.002
	BASE	830	POIDS	0.08	24.93	122.29	-1.006	-0.074	0.002
	BASE	831	POIDS	-0.08	-25.96	131.07	1.058	0.074	0.002
	BASE	832	POIDS	-0.08	24.97	122.44	-1.008	0.073	-0.002
	BASE	849	POIDS	-1.92	0.01	294.32	0.015	-0.007	0.000
	BASE	850	POIDS	2.00	0.01	291.96	0.015	0.006	0.000
	BASE	851	POIDS	0.61	-13.83	231.22	0.866	0.367	0.006
	BASE	852	POIDS	0.60	14.95	221.21	-0.881	0.365	-0.006
	BASE	853	POIDS	-0.61	-13.78	230.92	0.862	-0.368	-0.006
	BASE	854	POIDS	-0.60	14.90	220.91	-0.877	-0.366	0.006

Figure V.7 : les Charges verticales reprisent par les voiles.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de Fz telle que :

Fz=3581.58.

• **Récapitulation des résultats :**

Unités	Forces reprises par les voiles et portiques		Force reprises par les voiles		Force reprises par les portiques	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	7629.6	100	4452.81	58	3176.79	42
Sens Ey	7675.02	100	5006.13	65	2668.89	35
ELU	14895.71	100	3581.61	20	11314.13	76

Tableau V.3 : Récapitulation des résultats.

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticale, et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portique / voiles avec interaction ; dont le coefficient de comportement R=5.

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **VMSE** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **Vt < 0.80 VMSE** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8VMSE / Vt**.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalent :

$$(RPA 99 \text{ _ formule 4-1}) \quad V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : le poids total de la structure déterminé par ETABS

R: coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

➤ **Détermination du facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Pénalité		
Critère :	Observ	Nonobservé :
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0	
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	
Redondance en plan		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
suivi de chantier:	0	

Tableau V.4: facteur d'amplification dynamique moyen.

D'où : $Q=1.10$

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **A** est donné par le tableau (4-1-RPA 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A= 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa).

➤ **Facteur d'amplification moyen D :**

D : Facteur d'amplification moyen, donne par la formule (4.2) de RPA 99 , il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad (4.2)$$

T(Mode 1) etabs =0.68s

T(mode 2) etabs=0.66s

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du RPA 2003

Dans notre cas : Site 3 $T_2=0. \longrightarrow 5(s)$ (Ste meuble)

Sens xx : $T_2=0.5s < T_{etabs} = 0.68 < 3s \longrightarrow D_x = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$

Sens yy : $T_2=0.5s < T_{etabs} = 0.66 < 3s \longrightarrow D_y = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage, il est donné par le tableau (4.2/RPA99) présenté ci-après :

Remplissage	portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 coefficients d'amortissement

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7 \%$)

et des voiles ($\xi = 10 \%$), donc on prend :

$\xi = 7 + 10/2 = 8.5$

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} = 0,816 > 0,7$ vérifiée.

Alors : $D_x = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 (0.5/0.68)^{2/3} = 1.66$

$D_y = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 (0.5/0.66)^{2/3} = 1.7$

Le poids total de la structure W_t

Le poids de la structure donné par le logiciel ETABS, $W_t = 14895.71$ KN.

Tableau récapitulatif des résultats :

Paramètre	Valeur
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification Dynamique D_x	1.66
Facteur d'amplification Dynamique D_y	1.7
Coefficient de comportement R	5
Facteur de qualité Q	1.10
Poidstotalde la structure W_t	14895.71

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.1}{5} \times 14895.71 = 816 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.7 \times 1.1}{5} \times 14895.71 = 835.65 \text{ KN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET3	EY	Bottom	0.00	0.00	492.79	5480.816	3387.019	0.02
ET2	EX	Top	0.00	587.55	0.00	3383.437	0.014	3361.7
ET2	EX	Bottom	0.00	587.55	0.00	3383.437	0.014	5102.6
ET2	EY	Top	0.00	0.00	591.88	6604.540	3387.019	0.02
ET2	EY	Bottom	0.00	0.00	591.88	6604.540	5140.809	0.02
ET1	EX	Top	0.00	656.99	0.00	3808.349	0.014	5102.6
ET1	EX	Bottom	0.00	656.99	0.00	3808.349	0.012	7055.5
ET1	EY	Top	0.00	0.00	659.97	7401.901	5140.809	0.02
ET1	EY	Bottom	0.00	0.00	659.97	7401.901	7104.771	0.02
RDC	EX	Top	0.00	710.04	0.00	4156.536	0.012	7055.5
RDC	EX	Bottom	0.00	710.04	0.00	4156.536	0.012	9505.4
RDC	EY	Top	0.00	0.00	712.14	8053.839	7104.771	0.02
RDC	EY	Bottom	0.00	0.00	712.14	8053.839	9562.216	0.01
S-SOUL	EX	Top	0.00	730.58	0.01	4285.442	0.012	9505.4
S-SOUL	EX	Bottom	0.00	730.58	0.01	4285.442	0.017	11986.5
S-SOUL	EY	Top	0.00	0.01	732.44	8314.067	9562.216	0.01
S-SOUL	EY	Bottom	0.00	0.01	732.44	8314.067	12048.795	0.02

Figure V.8. Effort tranchant donné par logiciel

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = 730.58 \text{ KN.}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 732.44 \text{ KN.}$$

Comparaison des efforts tranchant obtenue par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{x\text{statique}} = 816 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.8V = 0.8 \times 816 = 652.8 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = 835.65 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.8V = 0.8 \times 836.65 = 669.32 \text{ KN}$$

$$V_{x\text{dyn}} = 730.58 > 0,8 V_x = 652.8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 732.44 > 0,8 V_y = 669.32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens

V.6. Vérification des déplacements relatifs:

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 horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (formule 4-20 de RPA 99).

- Suivant EX

Story	U _x (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	1% h _{etage} (cm)	OBS
ET6	1.63	0.15	3.06	cv
ET5	1.48	0.22	3.06	cv
ET4	1.26	0.24	3.06	cv
ET3	1.02	0.24	3.06	cv
ET2	0.78	0.24	3.06	cv
ET1	0.54	0.22	3.06	cv
RDC	0.32	0.22	3.75	cv
S-SOUL	0.1	0.1	3.5	cv

Tableau V.6:Déplacements relatifs sous l’action Ex

- Suivant EY

Story	d _{ek} (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	1% h _{etage} (cm)	OBS
ET6	1.6	0.16	3.06	cv
ET5	1.44	0.22	3.06	cv
ET4	1.22	0.23	3.06	cv
ET3	0.99	0.24	3.06	cv
ET2	0.75	0.24	3.06	cv
ET1	0.51	0.22	3.06	cv
RDC	0.29	0.2	3.75	cv
S-SOUL	0.09	0.09	3.5	cv

Tableau V.7:Déplacements relatifs sous l’action Ey.

V.7 Vérification de l’effet P-Delta:

L’effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l’effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l’effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu’elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

- Il y a deux types d’effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$$

Avec :

P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K: effort tranchant d'étage au niveau «K».

Δ_K: déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

h_K: hauteur de l'étage «K».

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Niveau	P _k (KN)	h _k (cm)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ _k (cm)	VX(KN)	θ	Δ _k (cm)	VY(KN)	θ
ET6	311.6	306	0.15	66.55	0.00229519	0.16	69	0.00236128
ET5	2088.72	306	0.22	317.86	0.00472439	0.22	321.75	0.00466727
ET4	2051.62	306	0.24	528.92	0.00304226	0.23	535.66	0.00287882
ET3	2103.27	306	0.24	700.1	0.00235627	0.24	709.17	0.00232613
ET2	2103.26	306	0.24	839.61	0.00196474	0.24	849.52	0.00194182
ET1	2161.78	306	0.22	941.55	0.0016507	0.22	950.44	0.00163526
RDC	2283.84	357	0.22	1017.6	0.00138307	0.2	1025.06	0.00124818
SSOUL	1791.62	35	0.1	1044.47	0.00490097	0.09	1051.04	0.0043833

Tableau V.8 : Vérification de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ l'effet du second ordre est négligé

V.8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:(Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003)

Outre les vérifications prescrites par CBA et 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

B_c : l'aire (section brute) de béton

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Pour les poteaux de section (45x45) $N_d=1174.32\text{kN}$

$$V = \frac{1174.32 \times 1000}{(450) \cdot (450) \cdot 25} = 0.23 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

VI. 1. Poteaux :**VI. 1.1 Introduction :**

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en procédant à des vérifications à l'ELS. Les calculs se font en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- a- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q à l'ELS
- b- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VI. 1.2 Recommandation du RPA 2003 :**a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal $L = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique)

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1}) \quad \text{Avec :}$$

A_t : Section d'armature transversale. V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g \text{ est l'élanement géométrique du poteau.}$$

$\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ Avec :

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux. L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3 ,3 du BAEL91/99) :

$L_f = 0.7l_0$; l_0 : c'est la hauteur de poteau .

S_t : espacement des armatures transversales. la valeur de cet espacement est fixée comme suit :

$$S_t \begin{cases} \leq \min(10\Phi_1, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \% \quad ; \quad \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimal.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI-1-3 Calcul des armatures à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

✓ Etape de calcul en flexion composée:

N : effort de traction

Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ Alors la section est partiellement tendue (S.P.T).

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ Alors la section est entièrement tendue (S.E.T).

N : effort de compression

Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \longrightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \text{ et } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

➤ Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f < (0.5 - cb)h \cdot f_{bc} \dots \dots \dots (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; \quad A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

VI-1-5 Ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leur ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide d'un programme effectué dans l'Excel .

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du SS au 1^{er} étage ;

Zone II : Du 2^{ème} au 3^{ème} étage ;

Zone III : Du 4^{ème} au 5^{ème} étage;

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Section (cm ²)	Comb	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN. m)	e (m)	(h/2-c) (m)	Obs	As	As'
Zone I (45x45)	ELU	N _{max} = 1423.83	M _{2cor} =6.023	0.004	0.205	SPC	0	0
			M _{3cor} =0.634	0.0004	0.205	SPC	0	0
	ACC	N _{min} = 295.83	M _{2cor} =1.343	0.005	0.205	SPC	0	0
			M _{3cor} =9.499	0.032	0.205	SPC	0	0
ACC	N _{cor} =83.13	M _{2cor} =66.058	0.79	0.205	SPC	0	2.9	
ACC	N _{cor} =185.45	M _{3cor} =89.857	0.48	0.205	SPC	0	3.15	
Zone II (40x40)	ELU	N _{max} =828.64	M _{2cor} =12.882	0.015	0.18	SPC	0	0
			M _{3cor} =2.596	0.003	0.18	SPC	0	0
	ACC	N _{min} =17.73	M _{2cor} =26.495	1.49	0.18	SPC	0	1.54
			M _{3cor} =5.216	0.294	0.18	SPC	0	0.11
ACC	N _{cor} =62.28	M _{2cor} =58.14	0.933	0.18	SPC	0	3.17	
ACC	N _{cor} =138.95	M _{3cor} =83.776	0.6	0.18	SPC	0	4.1	
Zone III (35x35)	ELU	N _{max} =464.98	M _{2cor} =11.503	0.024	0.155	SPC	0	0
			M _{3cor} =2.776	0.006	0.155	SPC	0	0
	ACC	N _{min} =5.06	M _{2cor} =0.05	0.0098	0.155	SPC	0	0
			M _{3cor} =0.722	0.143	0.155	SPC	0	0
ACC	N _{cor} =31.93	M _{2cor} =49.976	1.565	0.155	SPC	0	3.54	
ACC	N _{cor} =70.29	M _{3cor} =69.73	0.992	0.155	SPC	0	4.76	

N.B : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
(45x45)	16.2	18.73	4HA20+4HA14
(40x40)	12.8	14.19	4HA14+4HA16
(35x35)	9.8	10.68	4HA14+4HA12

Tableau VI.1.2 : choix des armatures

➤ Longueur de recouvrement

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

VI.1.6 Vérification a l'ELU :

➤ Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

a) Diamètre des aciers :

D'après le BAEL91 le diamètre des armatures transversales est au moins égales a la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\min}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{12}{3} = 4mm, \text{ soit } \Phi_t = 10mm$$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

b) Espacement des armatures (Art7.4.2, 2RPA99V2003) :

c) -En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

d) cLongueurs de recouvrement (Art7.5.2,1 RPA99 V 2003) :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

e) Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2 ,2 RPA99 V 2003) :

Pour le poteau le défavorable celui de RDC:

$$l_f = 0.7 \times 3.57 = 2.499 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.499}{0.45} = 5.55 \quad \lambda_g = 5.55 \geq 5$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

f) Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

$$L_s = \frac{\sigma_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

- HA12 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$ on prend $l_s = 45 \text{ cm}$
- HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$
- HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.44 \text{ cm}$ on prend $l_s = 60 \text{ cm}$
- HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70.55 \text{ cm}$ on prend $l_s = 75 \text{ cm}$

g) Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3,2 RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

Section		V_u [KN]	ρ_d	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	observation
45x45	yy	59.24	0,075	0.313	1,875	Condition vérifiée
	zz	39.33	0,075	0.266	1,875	
40x40	yy	48.82	0,075	0.436	1,875	Condition vérifiée
	zz	35.83	0,075	0.320	1,875	

Tableau VI.1.3 : Vérification des contraintes

VI.1.7 Vérification à l'E.L.S :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

a) Condition de non fragilité :

La section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{s ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section (cm ²)	Comb	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN. m)	e _s (m)	nature	A _s (cm ²)	A _s adoptée (cm ²)
Zone I (45x45)	ELS	N _{max} =1036.69	M _{2cor} =4.356	0.004	SPC	5.62	1873
			M _{3cor} =0.476	0.0004	SPC	5.61	18.73
	ELS	N _{min} =178.13	M _{2cor} =0.081	0.0004	SPC	5.61	18.73
			M _{3cor} =0.424	0.002	SPC	5.61	18.73
	ELS	N _{cor} =924.04	M _{2cor} =24.667	0.027	SPC	5.63	18.73
	ELS	N _{cor} =527.69	M _{3cor} =18.18	0.034	SPC	5.63	18.73
Zone II (40x40)	ELS	N _{max} =604.54	M _{2cor} =9.297	0.015	SPC	4.4	14.19
			M _{3cor} =1.919	0.0031	SPC	4.39	14.19
	ELS	N _{min} =84.07	M _{2cor} =0.023	0.0002	SPC	4.39	14.19
			M _{3cor} =0.108	0.0012	SPC	4.39	14.19
	ELS	N _{cor} =472.19	M _{2cor} =11.698	0.025	SPC	4.4	14.19
	ELS	N _{cor} =301.83	M _{3cor} =23.791	0.079	SPC	4.4	14.19
Zone III (35x35)	ELS	N _{max} =339.86	M _{2cor} =8.275	0.024	SPC	3.33	10.68
			M _{3cor} =2.052	0.006	SPC	3.32	10.68
	ELS	N _{min} =7.65	M _{2cor} =0.023	0.003	SPC	3.32	10.68
			M _{3cor} =0.312	0.04	SPC	3.34	10.68
	ELS	N _{cor} =67.01	M _{2cor} =12.321	0.18	SPC	3.39	10.68
	ELS	N _{cor} =104.39	M _{3cor} =25.747	0.25	SPC	3.41	10.68

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} \geq A_{min}$

b) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous M_s et N_s, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \qquad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}.$$

- ❖ Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivant :

Section (cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	nature	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	obs
Zone I (45x45)	N _{max} = 1036.69	M _{cor} = 4.356	spc	5.54	3.33	15	79.5	52	400	cv
	N _{min} = 178.13	M _{cor} = 0.424	spc	0.92	0.59		13.4	9.11		cv
	N _{cor} = 924.04	M _{2cor} = 24.667	spc	5.9	2.07		84.6	34.9		cv
Zone II (40x40)	N _{max} = 604.54	M _{2cor} = 9.297	spc	4.49	2.1	15	64.7	34.2	400	cv
	N _{min} = 84.07	M _{3cor} = 0.108	spc	0.54	0.37		7.87	5.72		cv
	N _{cor} = 301.83	M _{3cor} = 23.791	spc	3.65	0		50.5	1.43		cv
Zone III (35x35)	N _{max} = 339.86	M _{2cor} = 8.275	spc	3.71	1.19	15	52.4	21.1	400	cv
	N _{min} = 7.65	M _{2cor} = 0.312	spc	0.1	0.01		1.36	0.32		cv
	N _{cor} = 104.39	M _{3cor} = 25.747	spc	4.29	0		53.8	48		cv

Tableau VI.1. 4 : vérification des contraintes du béton et de l'acier.

Schéma de ferrailage des poteaux :➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA14= 18.73\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

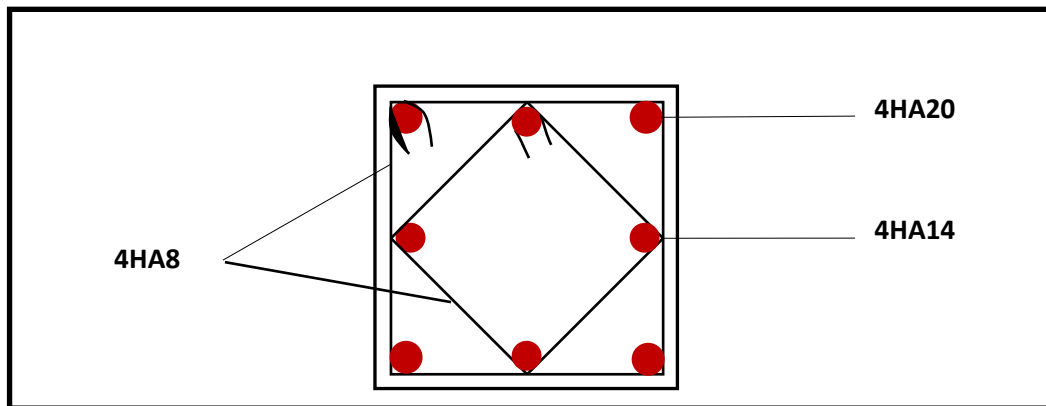


Figure VI.1.1:Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14.19\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

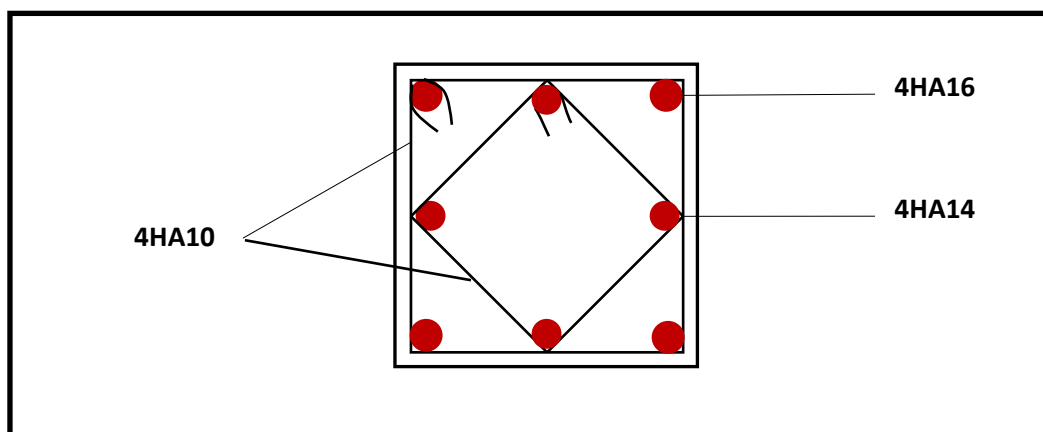


Figure VI.1.2 :Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14+ 4 HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 3.14\text{cm}^2$

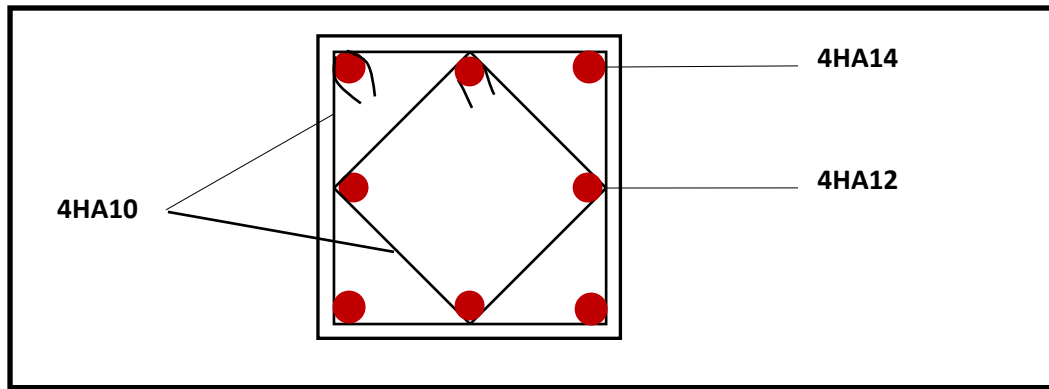


Figure VI.1.3 : Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

VI.2 Poutres.

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

$0.8G \pm E$ } (RPA 99 /2003)
 $G+Q \pm E$ }

VI.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.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 :Section des armatures longitudinales.

VI.2.3.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

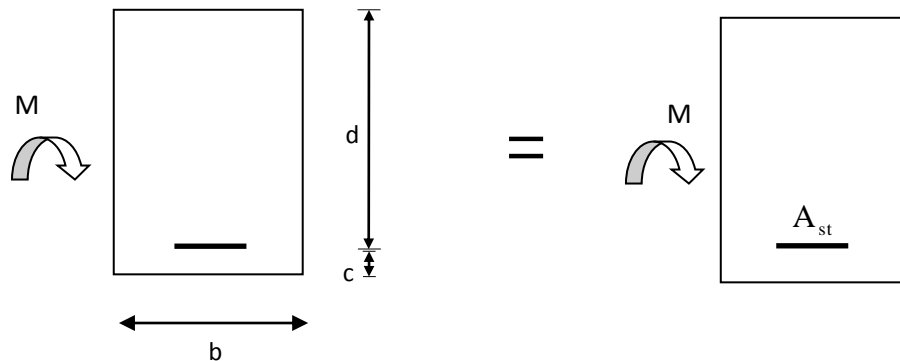
• Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ Cas courant.

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$ Cas accidentel.

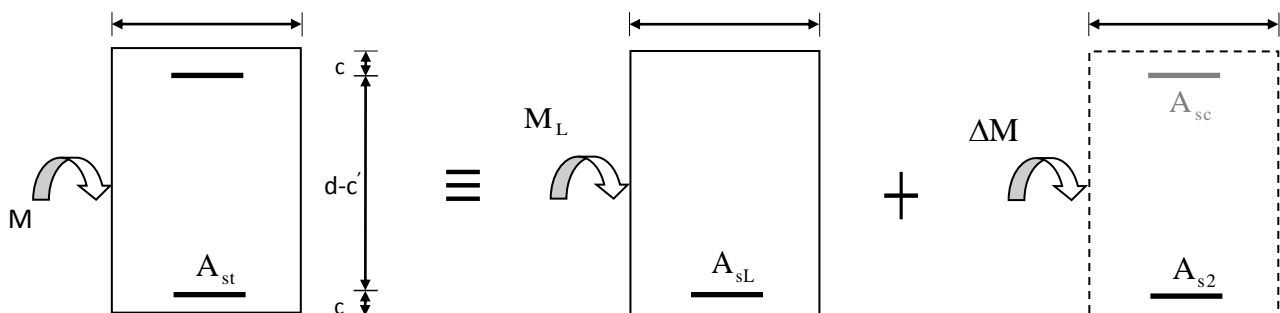
$f_c = 400$ MPa

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VI.2.4 Ferraillage des poutres :

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes :ELU et Accidentelles(RPA) ,le ferraillage se fera suivant le moment max pour chaque zone(travée ,appuis) :Les calculs faits et le choix d'armatures et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableau .

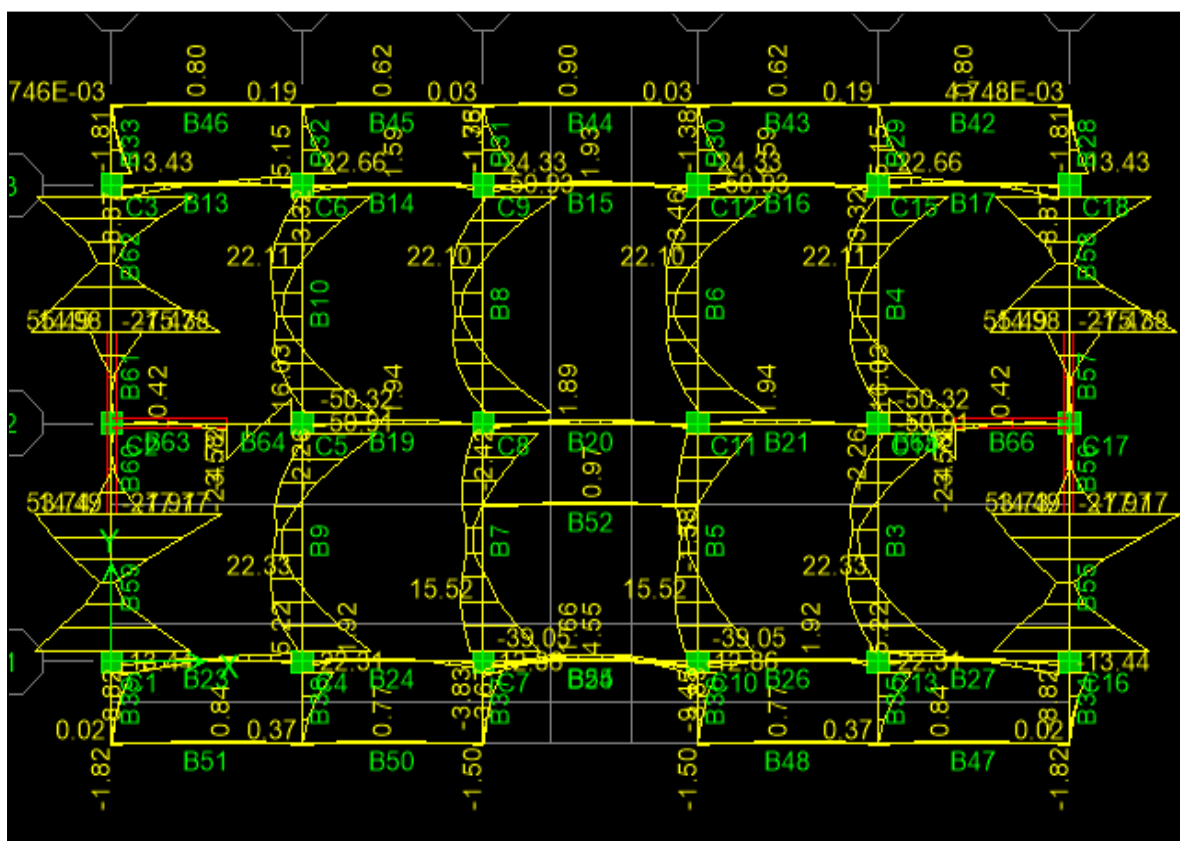


FIGURE VI.2.1: diagramme des moments dans les poutres principales

a) Exemple de calcul :

- Poutre principale (30x40):

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.49 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,950$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{55.49 \times 10^3}{0,950 \times 37 \times 348} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{85.198 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,112 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{85.198 \times 10^3}{0,940 \times 37 \times 400} = 6.12 \text{ cm}^2$$

b) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

- **Ferrailage des poutres principales (30×40) :**

b = 30cm , h = 40cm , d = 37cm .les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux :

Nature	Comb	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs	B	A _{st}	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	ELU	55.49	0,095	SSA	0,950	4.53	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01
Aux appuis	0.8GEY	85.19	0,112	SSA	0,940	6.12	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales

- c) **Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :**

b = 30cm , h = 35cm , d = 32 cm. les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux :

Nature	Comb	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs	B	A _{st}	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	ELU	50.173	0,115	SSA	0,939	4.79	6HA12	6.78
Aux appuis	0.8GEY	75.235	0,132	SSA	0,905	6.32	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6.88

Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.

VI.2.5 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.

Poutre		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	6	CV
	Aux appuis	8,01		CV
Poutres secondaires	En travée	6,78	5,25	CV
	Aux appuis	6,88		CV

Tableau VI.2.4: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

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 :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

	Calcul de S_t (cm)			A_t	Ferrailage [cm ²]
	Zone nodale	Min [10;14,4]	$S_t = 10$		
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;14,4]	$S_t = 8$	0,72	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2.5: calcul des armatures transversales à l'ELU.

c) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	T_{\max}						
Principales	T_{\max}	105.22	30	37	0.947	3,33	CV
Secondaires	T_{\max}	90.53	30	32	0.09	3,33	CV

Tableau VI.6: Vérification au cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	\bar{T}_u (KN)	Observation
	T_{\max}					
Principales	T_{\max}	105.22	30	37	666	CV
Secondaires	T_{\max}	90.53	30	32	576	CV

Tableau VI.2.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Poutres principales :

$$A_{st} = \left(105.22 + \frac{55.49}{0.9 \times 0.37} \right) \times \frac{1.15}{400} = 0.78 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{8.01 \text{ cm}^2}.$$

Poutres secondaires :

$$A_{st} = \left(90.53 + \frac{50.173}{0.9 \times 0.32} \right) \times \frac{1.15}{400} = 0.76 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}.$$

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{105.22 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 244,92} = 1,29 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{C.V.}$$

• Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.53 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226,08} = 1.39 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{C.V.}$$

f) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$, on prend **ls = 50 cm** .
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$, on prend **ls = 45 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} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$, on prend **ls = 20 cm** .
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$, on prend **ls = 18 cm** .

- **VI.2.6 Vérifications à L'ELS :**

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	1.34	CV
	Aux appuis	8,01	1.34	CV
Poutres secondaires	En travée	6,78	1.15	CV
	Aux appuis	6,78	1.15	CV

Tableau VI.2.8: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 logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,006 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.5}{500} = 0,9 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,006 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires courtes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{177,5}{500} = 0,355 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0004 \text{ cm} < \bar{f} = 0,355 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

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 :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
En travées	32.176	8,01	0,721	0,877	25,65	123.79	4.82	vérifiée.
Aux appuis	48.582	8.01	0.721	0,877	25.65	186.91	7.28	vérifiée.

Tableau VI.2.9: Vérification du ferraillage des poutres principales l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
En travées	6.173	6.78	0,706	0,878	25,98	32.4	1.24	vérifiée.
Aux appuis	10.698	6.78	0.706	0,878	25.98	56.16	2.16	vérifiée.

Tableau VI.2.10: Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

Schéma de ferraillage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

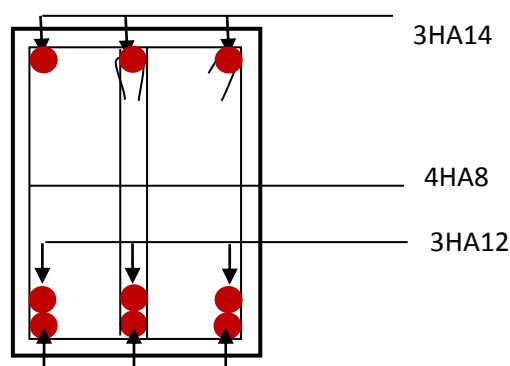


FIGURE VI.2.2: Ferraillage En Travée d'une Poutre Principale.

- **Sur appuis :**
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

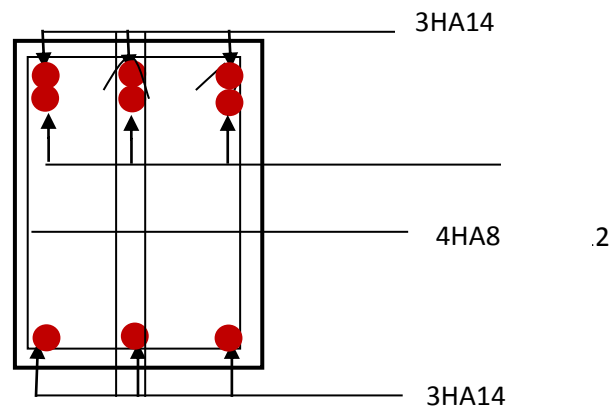


FIGURE VI.2.3: Ferraillage sur appuis d'une poutre principale

➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

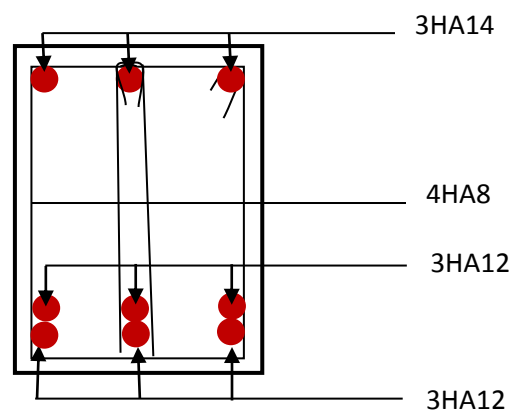


FIGURE VI.2.4 : Ferraillage en travée d'une poutre secondaire

- **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

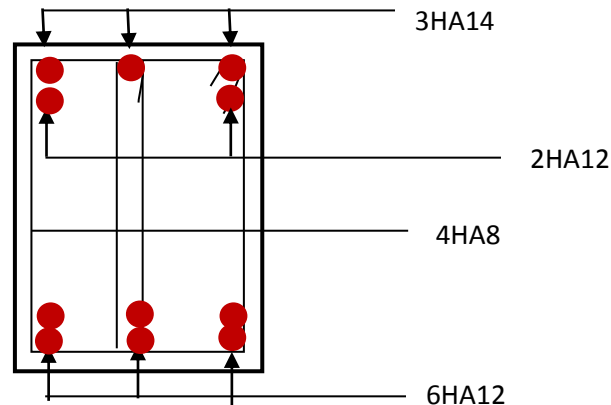


FIGURE VI.2.5: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire.

VI.3 Voiles :

VI.3.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des bandes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.3.2 Les combinaison des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI.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 : $\frac{h}{l} < 1,5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \text{ Avec } B : \text{Section de béton}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \text{ I : Moment d'inertie du voile}$$

$$V \text{ et } V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

VI.3.4 Armature minimales :

a) Compression simple :

$$A_{min} \geq 4cm^2 / ml \quad (\text{Art A.8.1;21 BAEL modifiés99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{section du béton comprimé.}$$

b) Traction simple :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B\right)$$

Avec : B : section du béton tendue. $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.

VI.3.5 Calcul des sections d'armature verticale :

a) Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s} d \times e$$

Avec : B : Section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 Mpa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

VI.3.6 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \left. \right\} \text{BAEL 91 Modifiée 99}$$

Avec : A_V : Section d'armatures verticales.

A_H : Section d'armatures horizontales.

B : Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.3.7. 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/ Version 2003.)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.8. Armature de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad T = 1.4 \bar{V}_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

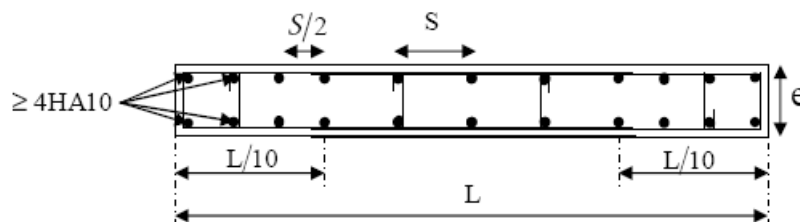


Figure VII.3.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

d) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99/ Version 2003). Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VI.3.8 Vérification à l'ELS :**a) Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

b) Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \bar{T} = 1,4 \times T_{calcul}^u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

c) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable.

VI.3.9 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversale $V_{L1} = 1.8 \text{ m}$ sur la zone I ; SPC

a. Caractéristique géométrique :

$$L = 1.8 \text{ m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.0972 \text{ m}^2 V = V' = \frac{L_{voiles}}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{ m}$$

b. Sollicitation 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 ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS.

$$\sigma_{max} = 5754.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = -8358.1 \text{ KN/m}^2.$$

- Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 0.73 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur de la zone tendue:

$$L_t = L - L_c = 1.8 - 0.73 = 1.07m.$$

- Calcul longueur (d) de la bande :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 0.487m$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.533m.$$

- c. Détermination des efforts normaux :**

d.

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times (\sigma_{min})}{l_t} = 4179.05KN/m^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 668.27 KN/m^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 222.758KN/m^2.$$

- e. Calcul des armatures verticales :**

1^{er} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{668.27}{34.8} = 19.2 \text{ cm}^2.$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{222.758}{34.8} = 6.4 \text{ cm}^2.$$

- f. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{d.e.f_{t28}}{f_e}; 0,002.d.e\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{53.3.20.2,1}{400}; 0,002.53,3.20\right\} = 5.6\text{cm}^2$$

- g. Armature couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 T_u}{f_e} = 23.02 \text{ cm}^2.$$

- h. Section d'armature totale :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.2 + \frac{23.02}{4} = 24.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.4 + \frac{23.02}{4} = 12.16 \text{ cm}^2.$$

- i. Ferrailage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 24.96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 2x \text{ 9HA } 14 = 27.7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 2x \text{ 5HA } 14 = 15.4 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- j. Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_{\min(h)} \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0.15\%B \right\} = 6.93 \text{ cm}^2$

Soit : $2 \times 5\text{HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur}$ avec : $S_H = 20 \text{ cm}$

k. Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit : HA8.

l. Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min \{ 1.5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$ —————> condition vérifier.

m. Vérifications des contraintes de cisaillement :

• **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{e.d} = \frac{1.4 \times 598.02}{0.2 \times 0.9 \times 1.8} \times 10^{-3} = 2.584 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2.584 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$condition vérifiée.

• **Selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{598.02}{0.2 \times 0.9 \times 1.8} \times 10^{-3} = 1.846 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.846 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$condition vérifiée.

n. vérification a L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{2045.87}{3600 + 15 \times 24.93} \times 10 = 4.81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5754.1	1400.44	874.75	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8358.1	-2470.31	-2128.98	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	598.02	399.06	231.63	
	L _t (m)	1.07	1.15	1.28	
	L _c (m)	0.73	0.65	0.52	
	d (m)	0.533	0.574	0.638	
	σ_1 [KN/m ²]	4179.050	1235.155	1064.490	
	N (kN)	N ₁	668.27	212.83	203.71
		N ₂	222.758	70.945	67.904
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.20	6.12	5.85
		A _{v2}	6.40	1.77	1.70
	A _{vj} (cm ²)		23.02	15.36	8.92
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	24.96	9.96	8.93
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12.16	9.87	8.93
	A _{min} (cm ²)		5.60	6.03	6.70
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	27.7	15.84	11.31
Bande 2		15.4	15.84	11.31	
Ferrailage des voiles	Choix des	Bande1	2x9HA14	2x7HA12	2x5HA12

	barres				
		Bande 2	2x5HA14	2x7HA12	2x5HA12
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		5.40	5.40	5.40
	A_H /nappe (cm²)		6.93	3.96	2.83
	Choix des barres/nappe (cm²)		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	S =20cm		(A=11.3cm²)	(A=11.3cm²)	(A=11.3)cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)=3.26MPa	1.846	1.232	0.715
		τ_b(MPa)=5 Mpa	2.584	1.724	1.001
	ELS	N_s (kN)	2045.87	1183.09	602.1
		σ_b(MPa)=15Mpa	4.82	2.90	1.53

Tableau VI.3.1 : les résultats de calcul du sens transversal.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.4	2.4	2.4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.48	0.48	0.48	
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]	5601.02	1219.68	719.78	
	σ_{min}[KN/m²]	-8166.78	-2256.2	-2129.61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	564.75	337.87	182.24	
	L_t(m)	1.42	1.56	1.79	
	L_c(m)	0.98	0.84	0.61	
	d (m)	0.712	0.779	0.897	
	σ₁ [KN/m²]	4083.390	1128.100	1064.805	
	N (kN)	N₁	871.99	263.61	286.50
		N₂	290.662	87.870	95.499
	A_v (cm²)	A_{v1}	21.80	6.59	7.16
		A_{v2}	7.27	2.20	2.39
	A_{vj} (cm²)		21.74	13.01	7.02
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	27.24	11.43	11.17
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	12.91	11.43	11.17
	A_{min} (cm²)		7.47	8.18	9.42
	A_{vadopté} (cm²)	Bonde1	33.86	15.84	15.84
Bonde 2		18.48	13.58	13.58	

Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11HA14	2x7HA12	2x7HA12
		Bonde 2	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	15cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		7.20	7.20	7.20
	A_H /nappe (cm²)		8.47	3.96	3.96
	Choix des barres/nappe (cm²)		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
S=20cm		(A=11.3cm²)	(A=11.3cm²)	(A=11.3cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)=3.26MPa	1.307	0.782	0.422
		τ_b(MPa)=5MPa	1.830	1.095	0.591
	ELS	N_s (kN)	1348.35	806.38	415.28
σ_b(MPa)=15MPa		2.41	1.54	0.79	

Tableau VI.3.2 : les résultats de calcul du sens longitudinal

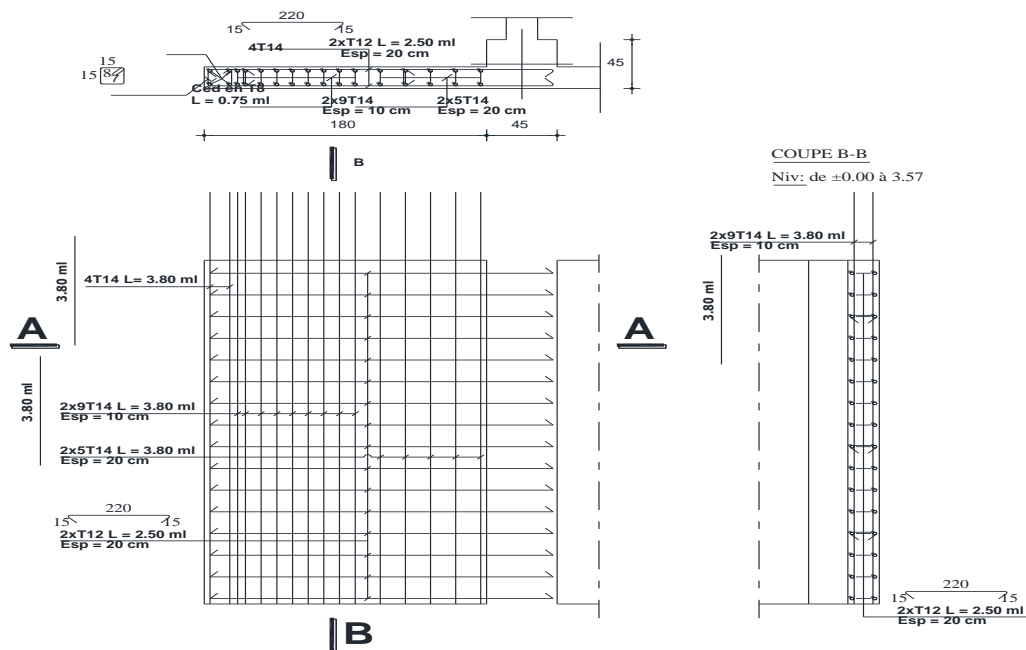


Figure VI.3.2 : schéma de ferrailages des voiles

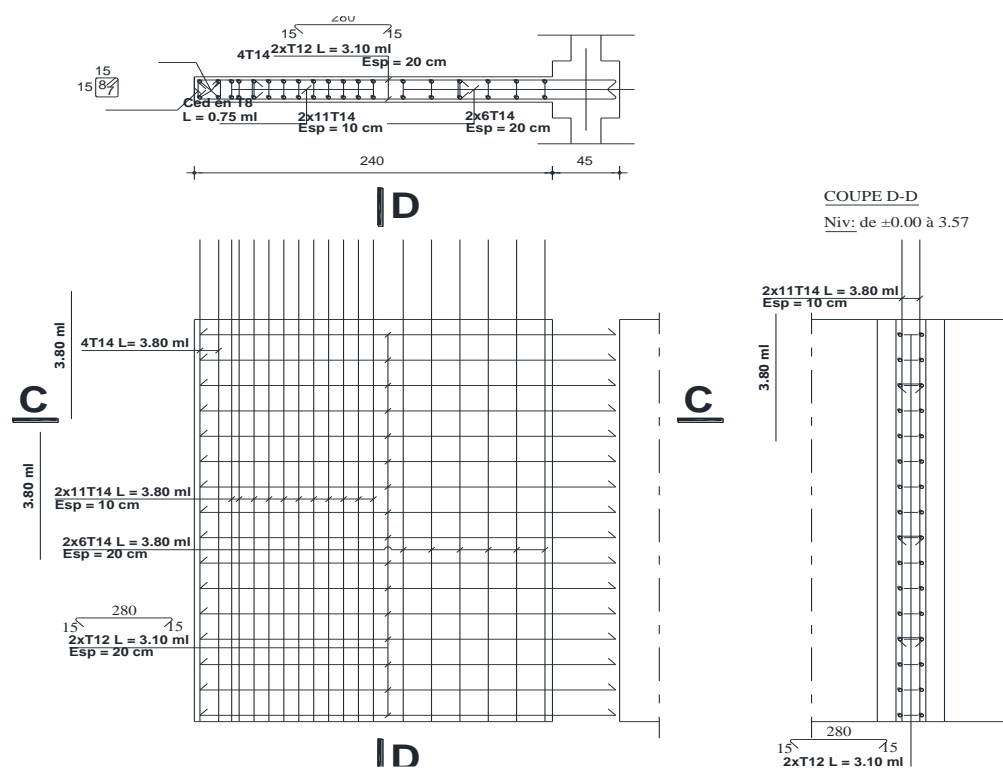


Figure VI.3.3 : schéma de ferrailages des voiles

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- *Fondations superficielles* : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- *Fondations profondes* : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2: Etude 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. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3:Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

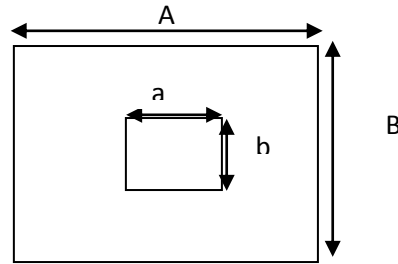
- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$



Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1 \text{ D'ou : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_{ser} = 1036.691 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.3 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul**

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C) (fil de poteaux le plus sollicité

$$N_{smax} = 1036.691 \text{ KN}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi x ei (KN.m)
1	1023.25	0.246	4.7	4809.275
2	1036.69	0.476	0	0
3	766.93	-0.270	-4.7	-3604.57
Somme	2826.87	0.452		1204.7

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous poteaux

➤ **Détermination des coordonnées de la structure :**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0.43 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linaire**

$$e = 0.43m < \frac{L}{6} = \frac{9.8}{6} = 1.6m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2826.87}{9.8} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.43)}{9.8}\right) = 212.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2826.87}{9.8} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.43)}{9.8}\right) = 364.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2826.87}{9.8} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.43)}{9.8}\right) = 326.42 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{326.42}{200} = 1.6m$$

On prend $B = 1.6m$.

On aura donc, $S_p = 1.6 \times 9.8 = 15.68m^2$

- **la surface totale de la semelle filante :**

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_s = n \times S_p = 15.68 \times 6 = 94.08 \text{ m}^2$$

- **La surface totale du bâtiment :**

$$S_b = 9.8 \times 20.5 = 200.9 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du rapport :**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Batiment}} = \frac{94.08}{200.9} = 0.46 = 46\%$$

La surfacetotal des semelles représente 46% de la surface du bâtiment.

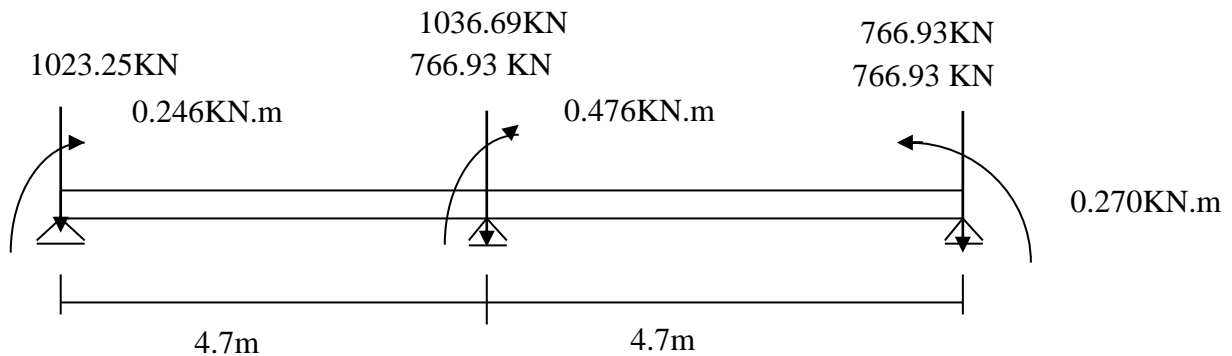
Conclusion :

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise

On opte pour des semelles filantes.

VII.3. Dimensionnement de la semelle filante :

a) Semelle sous poteau.



➤ Dimensions à (EL S) :

- En choisissant des débords de 25 cm la longueur de la semelle vaut :

$$L_s = L_1 + L_2 + L_3 + a + 2d = 4.7 + 4.7 + 0.45 + 0.5 = 10.35 \text{ m}$$

- Calculons les sollicitations (N_s , M_s) par rapport au centre de gravité G de la semelle.

$$N_s = 1023.25 + 1036.69 + 766.93 = 2826.87 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.246 + 0.476 - 0.270 + 1036.25 \times 4.7 - 7.66.93 \times 4.7 = 1205.156 \text{ KN.m}$$

- On en déduit l'excentricité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1205.156}{2826.87} = 0.42 \text{ m}$$

$$e_s < \frac{l_s}{6} = 1.725 \text{ m},$$

La répartition des contraintes est trapézoïdale et la condition de portance s'écrit :

$$\frac{N_s}{B \cdot L_s} \left(1 + \frac{6e_s}{L_s} \right) < \bar{\sigma}$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma L_s} \left(1 + \frac{6 \cdot e_s}{L_s} \right)$$

- B étant la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{2826.87}{200 \times 10.35} \left(1 + \frac{6 \times 0.42}{10.35} \right) = 1.677 \text{ m}$$

On prend $B = 1.7 \text{ m}$

- La hauteur utile d de la semelle doit vérifier la condition de rigidité :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad d \geq \frac{170-45}{4}, \quad d \geq 31.25 \text{ cm} \quad \text{Avec : B Largeur de la semelle.}$$

b : coté du poteau

On prend le $d=35\text{ cm}$, $h_t=d+5=40\text{ cm}$.

➤ **Ferraillage de la semelle (ELU) :**

$$A_b = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_u}{L_s}\right) (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$N_U = 1.35 N_S = 3816.27 \text{ KN}$$

$$M_S = 1.35 M_G = 1626.96 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.42 \text{ cm}$$

• **Les armatures principales A_P sont disposées parallèlement à la longueur B sont calculées par la méthode des bielles**

$$A_P = \frac{3816.27 \left(1 + \frac{3 \times 0.42}{10.35}\right) (1.7 - 0.45)}{8 \times 0.5 \times 348 \times 10^3} = 38.44 \text{ cm}^2$$

On choisit **5HA10=3.92 cm²/ml** avec $e_p=20\text{ cm}$

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{3.92}{4} \times 1.7 = 1.66 \text{ cm}^2$$

On choisit **6HA8=3.02 cm²**

b) poutre de rigidité :

• **Hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \rightarrow 0.52 \leq h_p \leq 0.78 \text{ soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

Soit $b_p = 45 \text{ cm}$

La section de la poutre peut être considérée comme une section en T de dimension

$B=170\text{ cm}$, $b_p=45\text{ cm}$, $h_p=60\text{ cm}$, $h_t=40\text{ cm}$

• **Calcul du ferraillage de la poutre de rigidité :**

La poutre de rigidité se calcule comme une poutre continue sur 3 appuis soumise à une charge uniformément répartie q_u agissant de bas en haut.

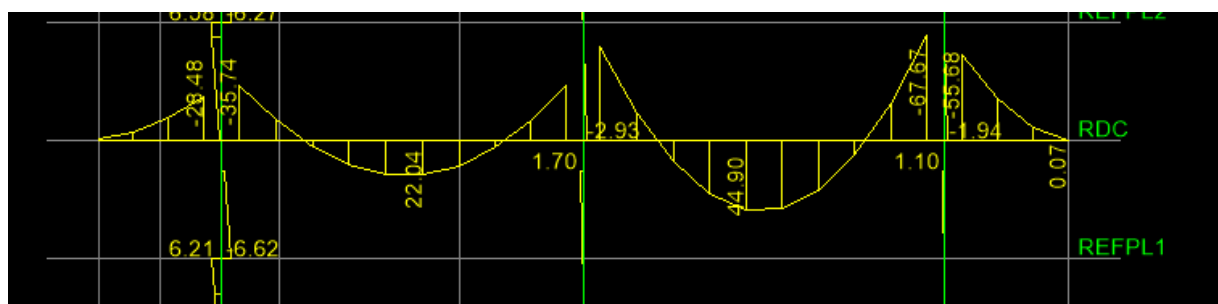


Figure VII.1 : diagramme des moments à L'ELU

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les moments isostatiques sont tirés du logiciel ETABS par la méthode graphique

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} , A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.5\% bh \text{ (RPA 7.5.2.1)}$$

Aux appuis :

Appuis	M KN.m	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A_{\min}
A	67.67	0.035	0.986	3.58	13.5

En travée :

Travée	M(KNm)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
A-B	44.9	0.023	0.988	2.37	13.5

Tableau VII.2 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis

- **Armatures adoptées :**

Aux appuis :

Appuis	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
A	13.5	4HA16+4HA14	14.19

En travée :

Travée	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
A-B	13.5	8HA16	16.08

Tableau VII.3 : armature adoptées en travées et aux appuis.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\} = \min(1.71 ; 1.4 ; 4.5) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

Donc le choix adopté est le suivant : HA8

$$\text{Soit } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

▪ **Détermination des espacements :**

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \text{Min} (h/4 ; 12\phi)$

$\leq \text{Min} (15; 12 \times 1.4.)$ **St=10 cm**

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2=30$ **St=15 cm**

▪ **Vérification des armatures transversales :** $At \geq 0.003St b$

❖ **zone nodale :** $At \geq 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

$At = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$condition vérifiée

❖ **En dehors de la zone nodale :** $At \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

$At = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$condition vérifiée

IX.4.Vérification à l'ELS :

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton :** (Art B.6.5.1 de BAEL)

On doit vérifier les conditions suivant :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd}$$

- La contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A\beta_1 d}$$

On a $q_s = 326.42 \text{ KN/ml}$

A laide de logiciel ETABS on détermine les moments dus à q_s :

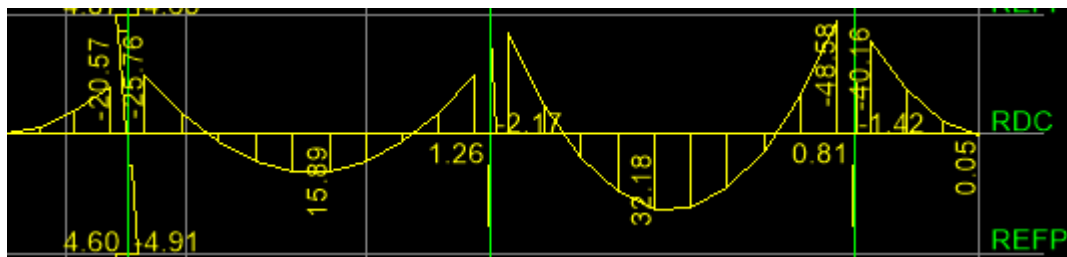


Figure VII.2 : diagramme des moments à L'ELU

• **Aux appuis :** $M_a = 48.58 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 14.19}{45 \times 55} = 0.6, \beta_1 = 0.885 \quad k_1 = 28.48$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A\beta_1 d} = \frac{48.48 \times 10^6}{14.9 \times 10^2 \times 0.885 \times 550} = 66.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{66.84}{28.48} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :** $M_t = 32.18 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 16.08}{45 \times 55} = 0.649, \beta_1 = 0.879 \quad k_1 = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A\beta_1 d} = \frac{32.18 \times 10^6}{16.08 \times 10^2 \times 0.879 \times 550} = 41.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{41.39}{26.32} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **en travée**

$$\sigma_{st} = 41.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 66.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :** $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{326.42 \times 4.7}{2} = 767.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{767.08 \times 10^3}{450 \times 550} = 2.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA (article 10.1.5) on doit vérifier que

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = 0.43 = \frac{170}{4} = 0.43 \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du poinçonnement :**

$$Q_U \leq 0.045 \times \mu c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{C.B.A .93}$$

$$\mu c = (a + b + 2 * h) * 2\mu c \longrightarrow = (0.45 + 0.45 + 2 * 0.6) * 2$$

$$\mu c = 4.2 \text{ m}$$

$$Q_U = 1423.83 \text{ KN (poteau le plus défavorable)} \leq 2465 \text{ KN} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.6. Calcul du ferrailage du Longrine:

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : S_3 \Rightarrow (article 10.1.b RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines

Toujours selon le RPA (25x30) cm^2 pour les sites S_2 et S_3 .

- En opte pour une section transversale de (30 x 35)

$$F = \frac{1036.69}{12} = 86.39 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{86.39 \times 10^3}{348} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA 12 \Rightarrow $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ Armatures transversales :

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}; \Phi \right\}$$

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 $\rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \{ \min 20\text{cm}; 15\Phi_t \}$; soit $e = 15\text{cm}$.

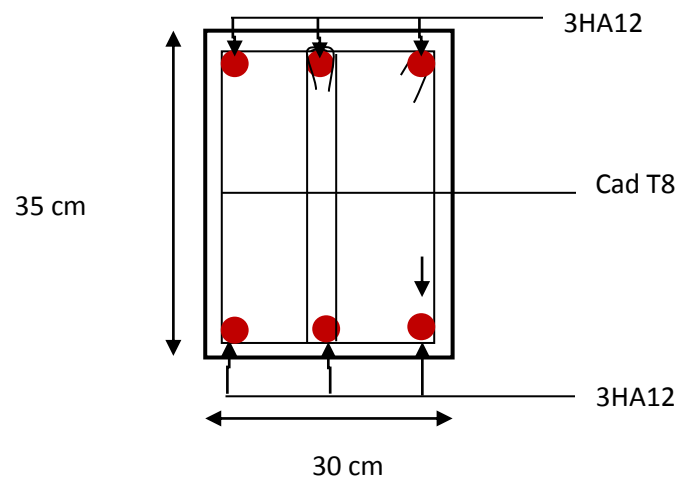


Figure VII.3 : schéma de ferrailage des longrines

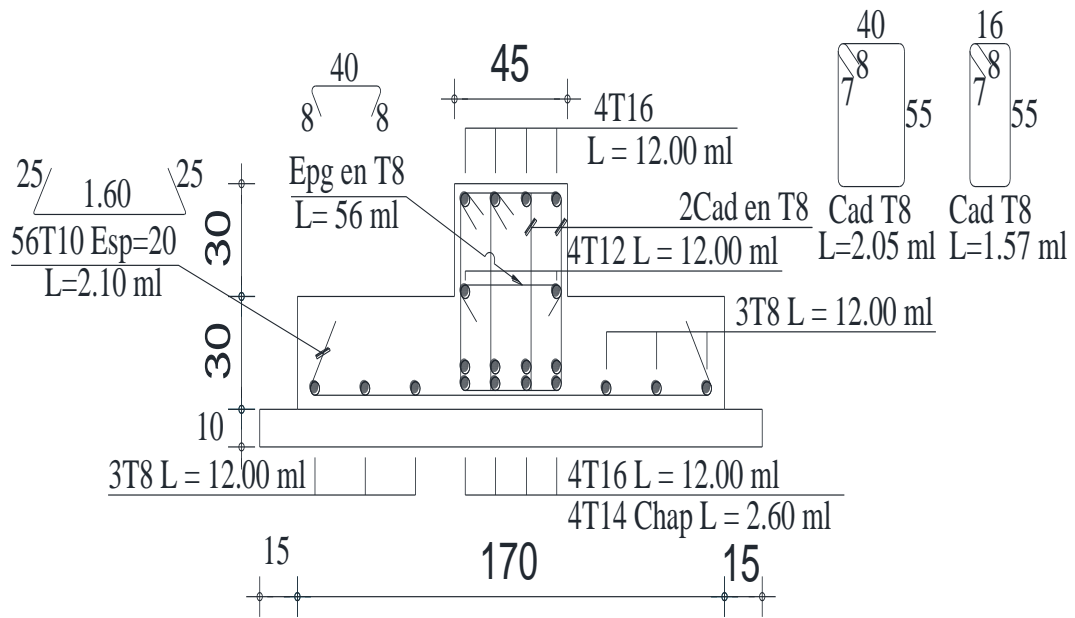


Figure VII.4 : schéma de ferrailage des semelles aux appuis

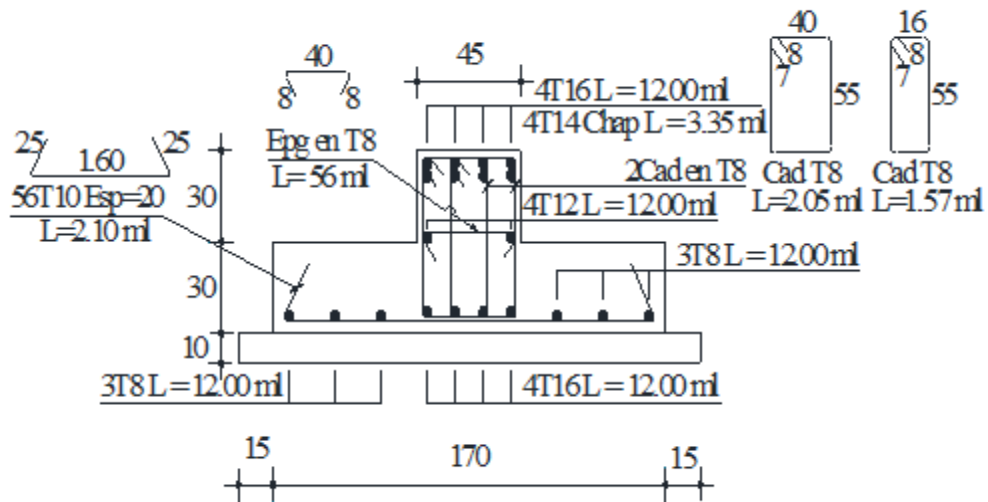


Figure VII.5 : schéma de ferrailage des semelles en travée

VIII.1.Introduction:

Le voile périphérique est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Dans notre cas le mur sera placé sur toute la longueur du bâtiment , un joint de 2cm occupé par une feuille de polyane est prévu entre le mur et le verso des poteaux.

VIII.2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle: $q=10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma =18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{\text{sol}}= 2 \text{ bar}$

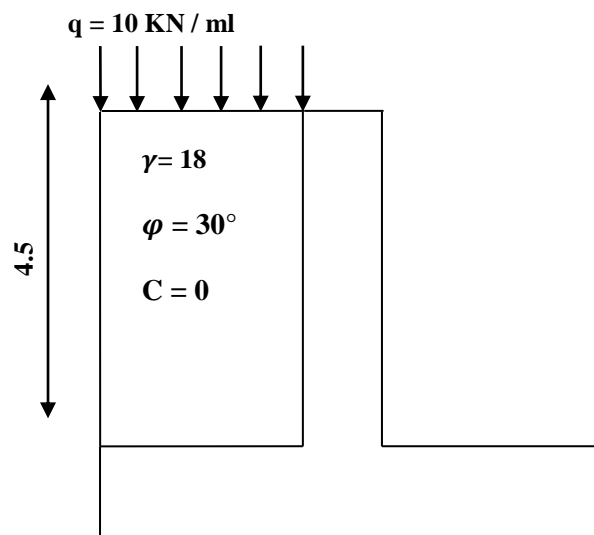


Figure VIII.1 : Schéma statique du Mur plaque

➤ **Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile périphérique. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

a) Calcul des sollicitations

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,5 + 1,5 \times 10) = 50,02 \text{ kN/m}^2$$

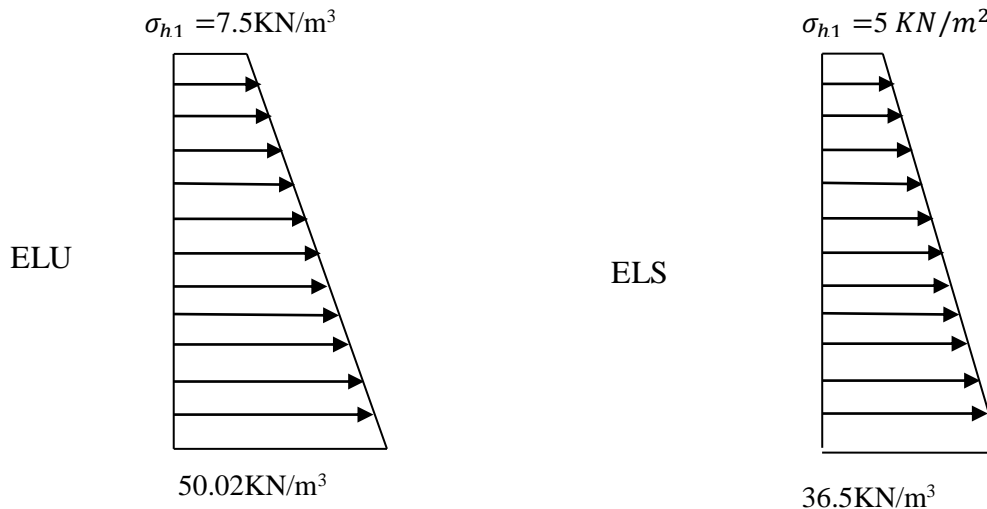
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 4,5) = 36,5 \text{ kN/m}^2$$

b) Diagramme des contraintes :



c) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 50,02 + 7,5}{4} = 39,39 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 36,5 + 5}{4} = 28,62 \text{ kN/ml}$$

VIII.3. Ferrailage du voile périphérique :

a. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée : 0.75

Appuis intermédiaire : 0.5

- **Identification de panneau :** $L_x = 3.5m$ et $l_y = 4.5m$

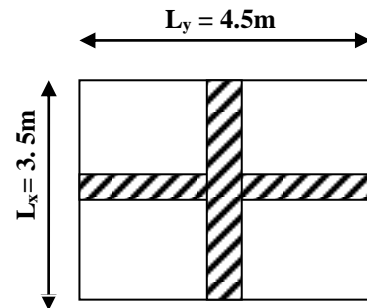
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.5} = 0.77 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.77 \rightarrow \mu_x = 0.0585 \text{ et } \mu_y = 0.5446$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0585 \times 39.39 \times 3.5^2 = 28.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.5446 \times 28.22 = 15.37 \text{ KN.m}$$



- **Correction des moments :**

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 28.22 = -14.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 28.22 = 21.165 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15.37 = -7.685 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.37 = 11.527 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage du voile périphérique :**

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St	e (cm)
xx	Appuis	14.11	0.03	0.985	SSA	1.98	2	6HA12 = 6.78	16	20
	Travée	21.165	0.0526	0.973	SSA	3.02	2	6HA12 = 6.78	16	20
yy	Appuis	7.685	0.0167	0.992	SSA	1.07	2	6HA10 = 4.71	16	20
	Travée	11.527	0.0325	0.984	SSA	1.62	2	6HA10 = 4.71	16	20

Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique.

- **Recommandations du RPA :**

Le voile périphérique 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)

$$A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VIII.3 Vérification à l'ELS :

- **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.77 \rightarrow \mu_x = 0.0663 \text{ et } \mu_y = 0.670$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0663 \times 28.62 \times 3.5^2 = 23.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.670 \times 23.24 = 15.57 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 23.24 = -11.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 23.24 = 17.43 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = -0.5 \times 15.57 = -7.785 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.57 = 11.677 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique 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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d} \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	6.79	11.62	0.377	0.905	37.36	105.05	201.63	2.81	15	Cv
	Travée	6.79	17.43	0.377	0.905	37.36	157.58	201.63	4.21	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.71	7.785	0.262	0.918	45.98	100.02	201.63	2.17	15	Cv
	Travée	4.71	11.677	0.262	0.918	45.98	150.03	201.63	3.26	15	Cv

Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de 20cm.

✓ **Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :**

Sens x-x :

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de 16 cm.

Sens y-y :

En travée : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

• **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total 20cm

l_x : portée entre nus d'appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

M_t = 11.677 KN.m

M₀ : Moment max de la travée isostatique

M₀ = 28.22KN.m

A_{st} : Section des armatures 6.79 cm²

b : largeur de la section 100cm

d : hauteur utile de la section droite 18cm

AN :

▪ $\frac{h}{l} = 0,057 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{conditionverifié}$

- $\frac{h}{l} = 0,057 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{11.677}{20 \times 28.22} = 0,020 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

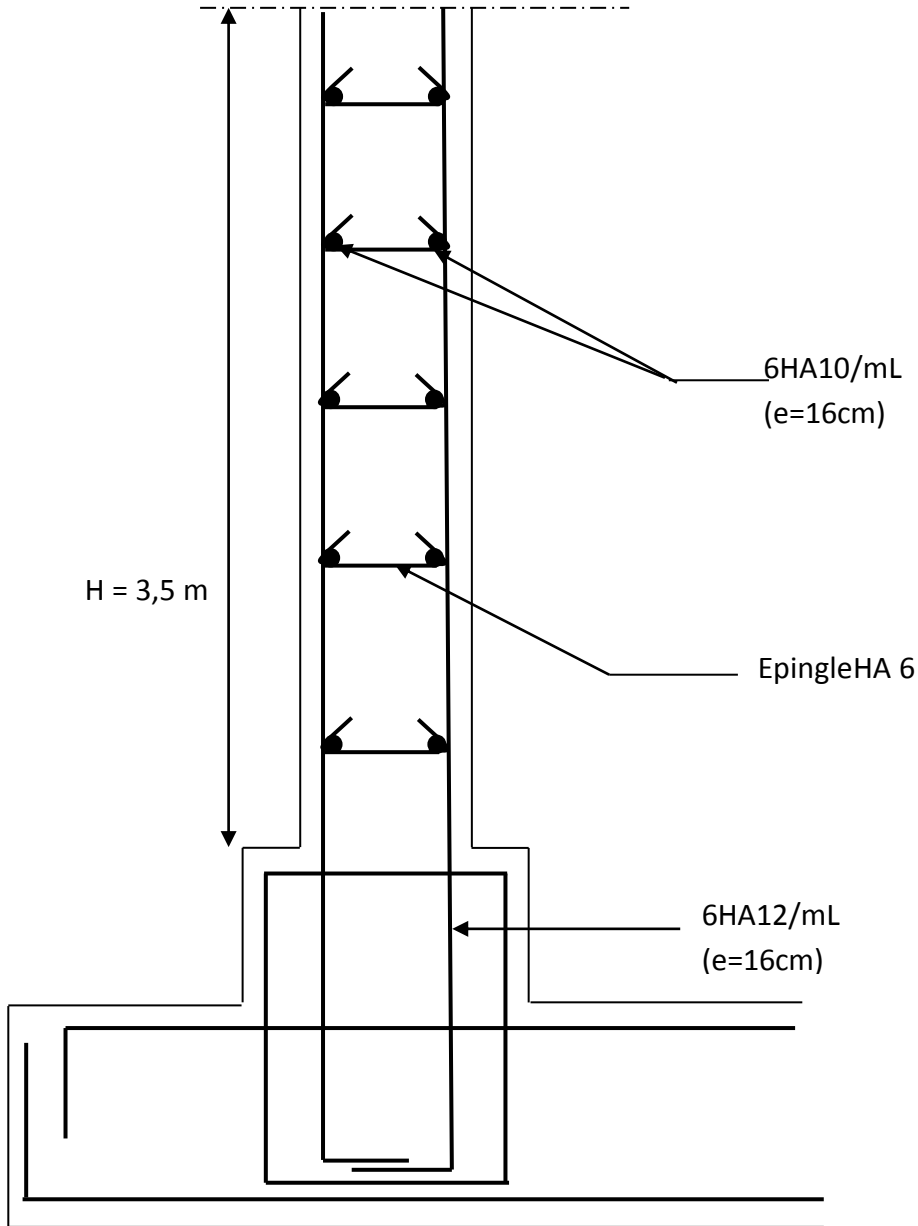


Figure VII.2. plan de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Au cours de ce projet de fin d'étude, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à **TIZI OUZOU**, cet immeuble d'habitation en béton armé (**R+5+S.Sol**) et caractérisé par un contreventement mixte. Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portique-voiles), nous avons veillée à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas on a dû revoir à la hausse les sections de béton dans le chapitre ferrailage pour satisfaire les conditions de RPA .ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.


- Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers aux contreventements tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à (l'article 3.4.4a) du RPA99. Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles de centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.


- Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotechnique et respect de ses recommandations. Nous avons opté pour les semelles filantes à une profondeur de 2.2m. D'après le rapport de sol il n y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

- Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.


- En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

BIBLIOGRAPHIE

 BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

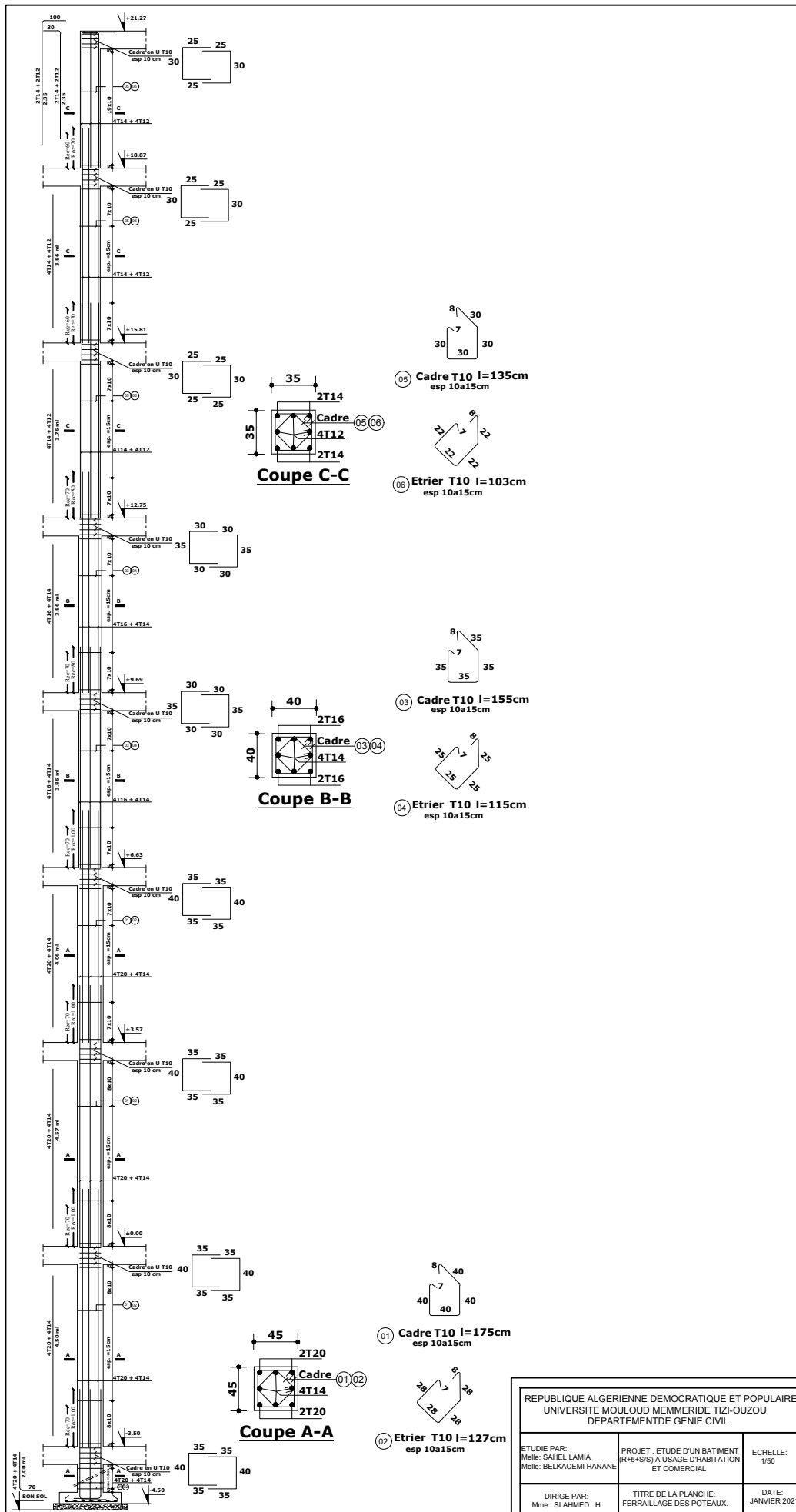
 Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés.

 Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).

 Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI

 Précis de calcul en Béton armé H.RENAUD et J.LAMIRAULT

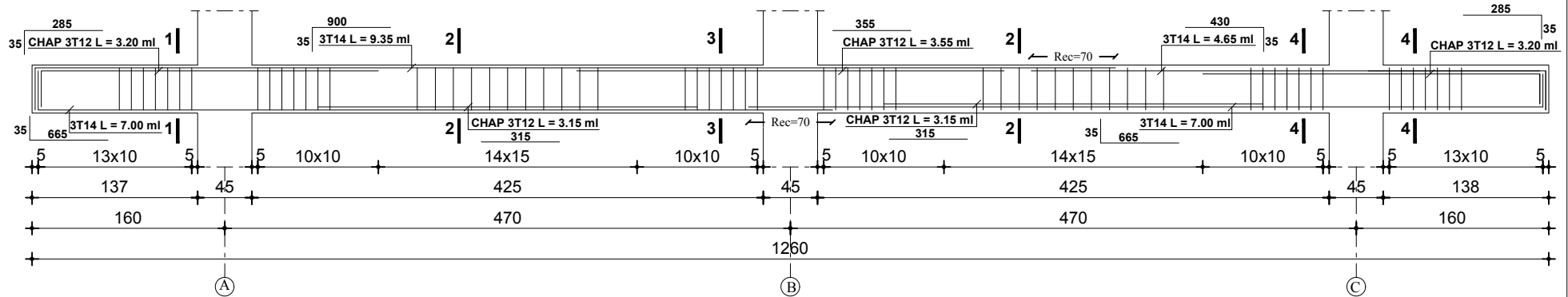
 DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



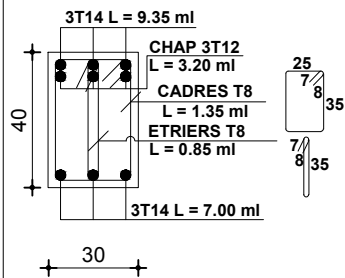
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUZ MEMMERIDE TIZ-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Melle: SAHEL LAMIA Melle: BELKACEMI HANANE	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mme : SI AHMED . H	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES POTEAUX.	DATE: JANVIER 2021

POUTRES PRINCIPALE

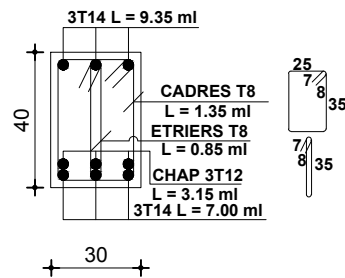
POUTRE PP (30X40)



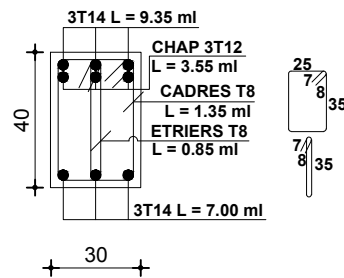
COUPE 1-1



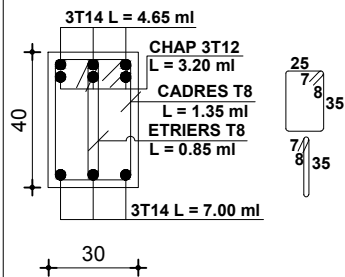
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MEMMERIDE TIZI-OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle: SAHEL LAMIA
Melle: BELKACEMI HANANE

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R+5+S/S) A USAGE D'HABITATION
ET COMERCIAL

ECHELLE:
1/50

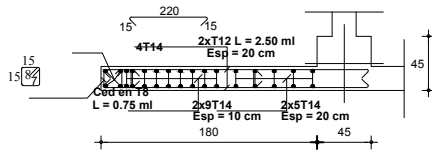
DIRIGE PAR:
Mme : SI AHMED . H

TITRE DE LA PLANCHE:
FERRAILLAGE DES POUTRES
PRINCIPALE.

DATE:
JANVIER 2021

Niv: de ±0.00 à 3.57

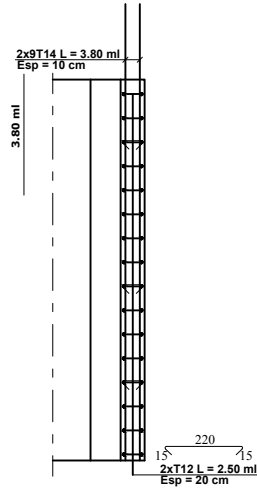
COUPE A-A



B

COUPE B-B

Niv: de ±0.00 à 3.57



A

3.80 ml

3.80 ml

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

15

220

15

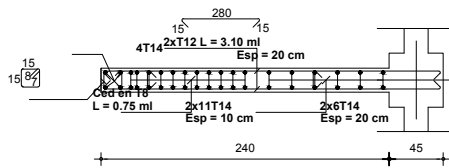
15

220

B

Niv: de ±0.00 à 3.57

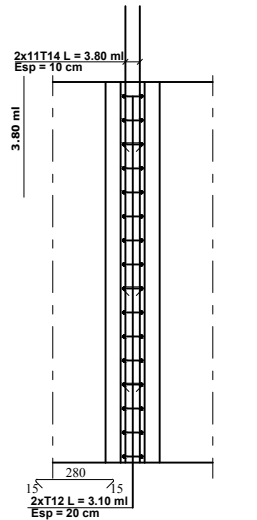
COUPE C-C



D

COUPE D-D

Niv: de ±0.00 à 3.57



C

3.80 ml

3.80 ml

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

15

15

280

D

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULUD MEMMERIDE TIZI-OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Melle: SAHEL LAMIA
Melle: BELKACEMI HANANE

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R+5+S/S) A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL

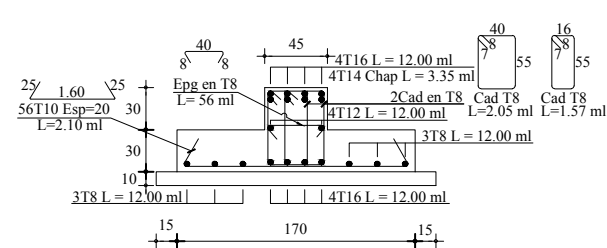
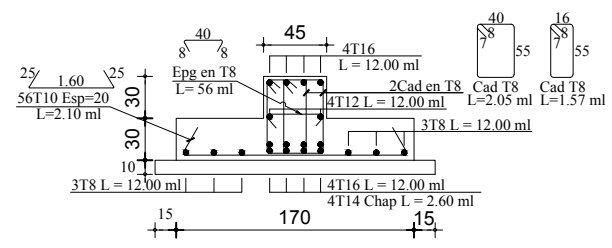
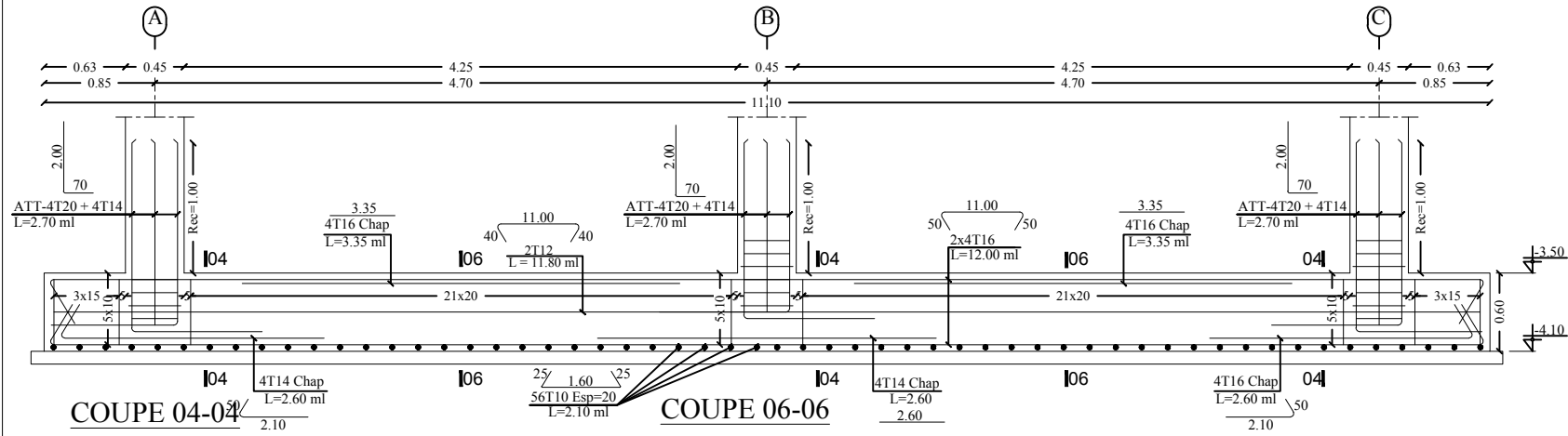
ECHELLE:
1/50

DIRIGE PAR:
Mme : SI AHMED . H

TITRE DE LA PLANCHE:
FERRAILLAGE DES VOILES.

DATE:
JANVIER 2021

FERRAILLAGE DES NERVURES (SF)

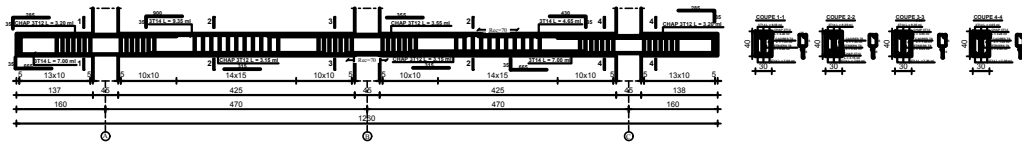


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MEMMERIDE TIZI-OUZOU
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

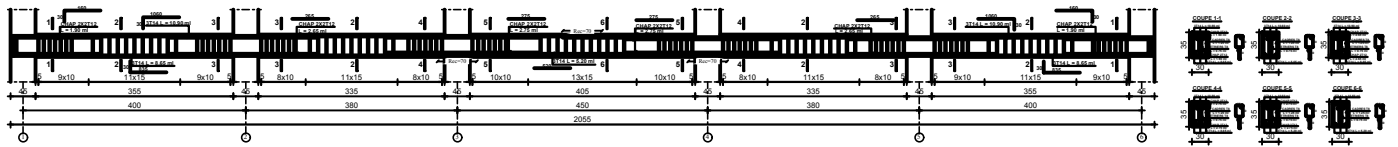
ETUDE PAR: Melle: SAHEL LAMIA Melle: BELKACEMI HANANE	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mme : SI AHMED . H	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.	DATE: JANVIER 2021

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES

POUTRE PP (30X40)

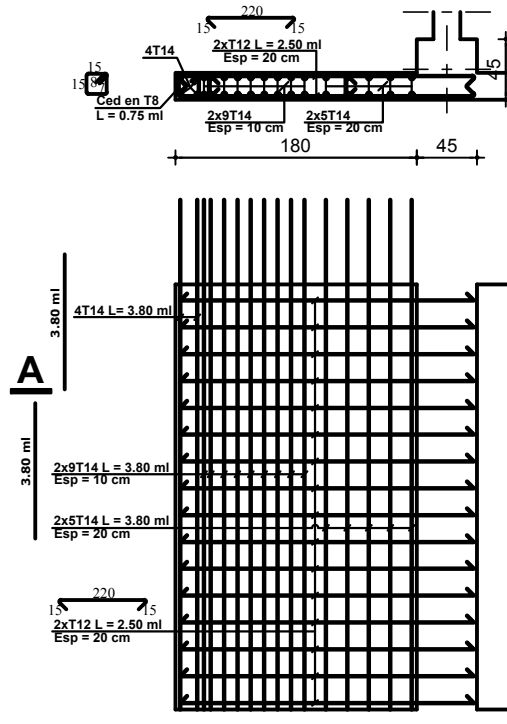


POUTRE PS 01 (30X35)



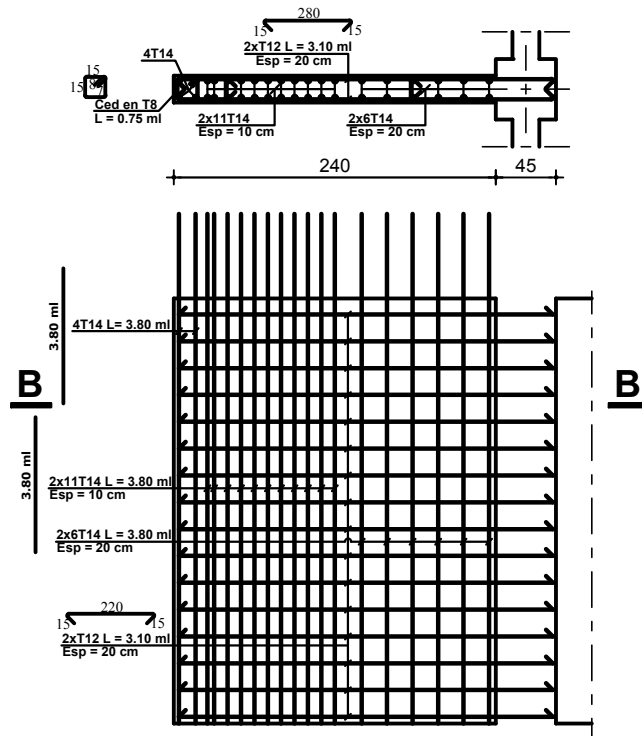
COUPE A-A

Niv: de ±0.00 à 3.57



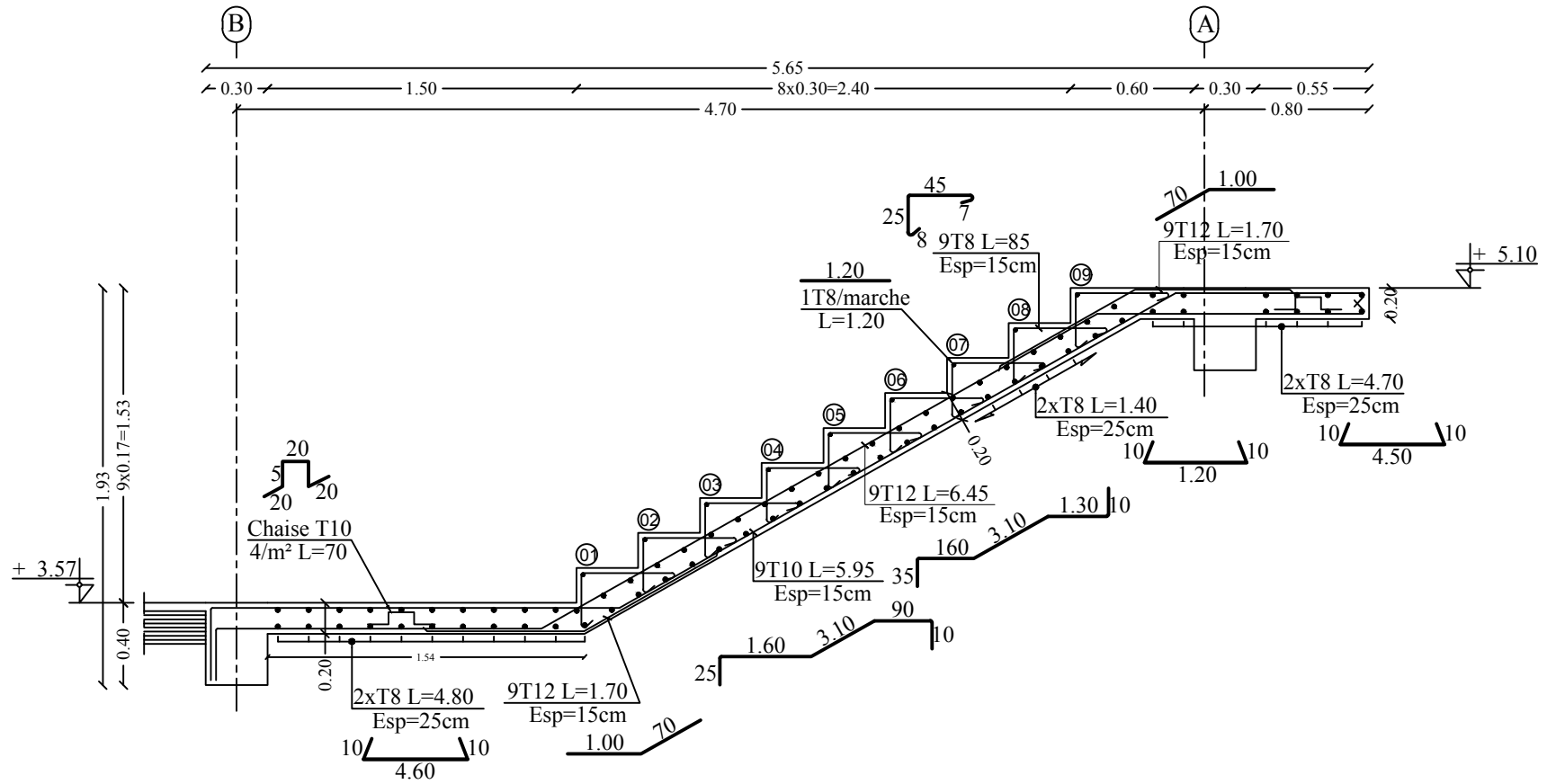
COUPE B-B

Niv: de ±0.00 à 3.57

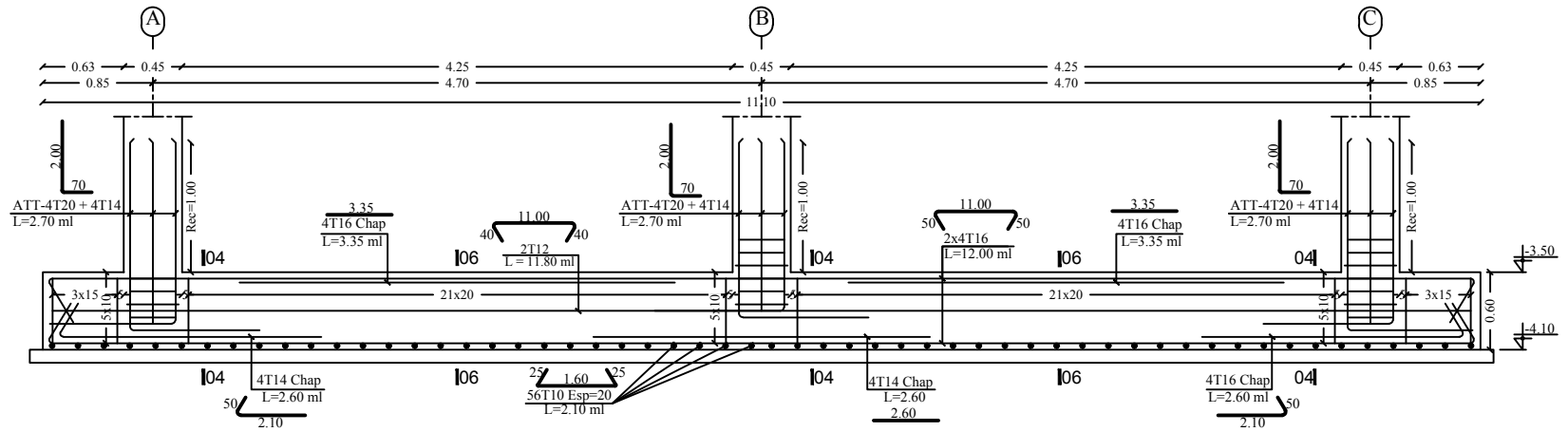


COUPE C-C

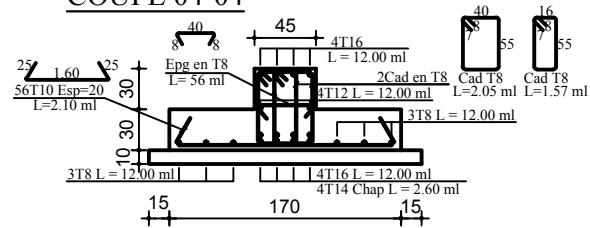
Ech: 1/25



FERRAILLAGE DES NERVURES (SF) (50x1.00)



COUPE 04-04



COUPE 06-06

