

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil
Option : Construction Civil et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+Entre sol) à usage d'habitation et commercial modélisé avec
Etabs



Dirigé par :

M^{me} : BAIDI FAWZIA

Étudié par :

M^{elle} : BELHADJ SABRINA

M^{elle} : BOURAS KARIMA

Promotion : 2021/2022



Remercîment

*Tout d'abord, nous remercions **ALLAH** tous puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience afin de pouvoir accomplir ce modeste travail.*

Il nous fait grand plaisir d'exprimer notre sincère remerciement à tous ceux qui nous ont apportés, de près ou de loin, l'aide et conseils, lors de l'élaboration de ce mémoire.

*Nous voudrions remercier en particulier notre promotrice **BAIDI Fawzia**, pour accepter d'encadré et de dirigé ce mémoire, pour ces précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

*Enfin nous saisissons l'location pour remercier l'ingénieure **Belhadj Ahmad**, **Mr Mansouri arazki**, **Mr Meghlata**, **Mr Benyahí**.*



**CLASS OF
2022**



Dédicace

Je dédie mon modeste travail

A mes chers parents

Mohamed et Fatima

*Qui m'ont toujours comblé de leur amour, leur bonté
et leur grande affection « Que Dieu vous garde »*

A ma chère sœur

Hayat

A mes chers Frères

Abdelghani et Lounes

A mes chers oncles et mes chères tantes

*A mes chères amies et toute la promotion de génie
civil 2021/2022*

A ma binôme et sa famille



Sabrina

Dédicace

Je dédie mon modeste travail

A mes chers parents

Akli et Fatiha

*Qui m'ont toujours comblé de leur amour, leur bonté
et leur grande affection « Que Dieu vous garde »*

A ma chère sœur

Ikram

A mes chers oncles et mes chères tantes

*A mes chères amies et toute la promotion de génie
civil 2021/2022*

A ma binôme et sa famille



Karima

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	8
Chapitre III : Calcul des éléments	25
III.1 – L'acrotère	25
III.2 – Balcon.....	33
III.2.2.Dalle plane	33
III.3.Salle machine	40
III.4.1.Escaliers	52
III.4.2.Poutre palière.....	74
III.5.Planchers	84
Chapitre IV : Modélisation de la structure	106
Chapitre V : Vérification des exigences de l'RPA.....	130
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structurants	147
VI .1. Poteaux.....	147
VI.2.Poutres.....	163
VI.3.voiles	176
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	186
Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....	221

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I.1) : Diagramme contraintes déformation du béton (ELU).

Figure (I.2) : Diagramme de calcul contrainte déformation du béton à l'ELS.

Figure (I.3) : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure (II.1) : Coupe verticale plancher corps creux.

Figure (II.2) : Section des poutres.

Figure (II.3) : Coupe de voile en plans.

Figure (II.4) : Coupe de voile en élévation.

Figure (II.5) : Représentation de poteau le plus sollicité.

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure (III.1.1) : Coupe vertical de l'acrotère.

Figure (III.1.2) : Schéma statique de calcul de l'acrotère.

Figure (III.1.3) : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Figure (III.2.1) : Coupe vertical d'un balcon.

Figure (III.2.2) : Schéma statique du balcon.

Figure (III.3.1) : Schéma statique de la salle machine.

Figure (III.3.2) : Distribution des moments sur le panneau.

Figure (III.4.1) : Constituant d'un escalier.

Figure (III.4.2) : Schéma de l'escalier.

Figure (III.4.3) : Schéma statique du chargement à l'ELU.

Figure (III.4.4) : Diagrammes des efforts interne à l'ELU.

Figure (III.4.5) : Schéma statique du chargement à l'ELU.

Figure (III.4.6) : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

Figure (III.4.2.1) : Schéma statique de la poutre palière.

Figure (III.4.2.2) : Section de la poutre palière.

Figure (III.4.2.3) : Schéma statique de la poutre palière.

Figure (III.5.1) : Coupe du plancher corps creux.

Figure (III.5.2) : Surface revenant aux poutrelles.

Figure (III.5.3) : Treillis soudés (20X20).

Figure (III.5.4) : Schéma statique d'une poutrelle.

Figure (III.5.5) : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

Figure (III.5.6) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN).

Figure (III.5.7) : Diagramme des efforts tranchants ELU (KN).

Figure (III.5.8) : L'évaluation des moments dans les différents appuis.

Figure (III.5.9) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN).

Figure (III.5.10) : Disposition des armatures en section T.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structurants

Figure (VI.1) : La zone nodale des poteaux.

Figure (VI.2) : Schéma de calcul en flexion composée.

Figure (VI.3) : Caractéristique et sollicitation de la section.

Figure (VI.4) : Affichage des résultats.

Figure (VI.2.1) : Disposition des armatures tendues

Figure (VI.2.2) : Disposition des armatures SDA

Figure (VI.3.1) : Disposition des voiles

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure (VII.1) : Distribution des sollicitations

Figure (VII.2) : Coupe vertical d'un radier

Figure (VII.3) : Schéma statique du débord

Figure (VII.4) : Répartition trapézoïdal

Figure (VII.5) : Présentation du chargement simplifié

Figure (VII.6) : Répartition triangulaire

Figure (VII.7) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure (VII.8) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure (VII.9) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure (VII.10) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Figure (VII.11) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure (VII.12) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure (VII.13) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure (VII.14) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Figure (VIII.1) : Coupe vertical du mur plaque

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau (II .1) : charge permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

Tableau (II .2) : charge permanentes du plancher d'étage courant.

Tableau (II .3) : charge permanentes de la dalle pleine.

Tableau (II .4) : charge permanentes des murs extérieurs.

Tableau (II .5) : charge permanentes des murs intérieurs.

Tableau (II .6) : surcharge d'exploitations des différents éléments.

Tableau (II .7) : coefficients de dégression des surcharges.

Tableau (II .8) : différents section des poteaux adoptés.

Tableau (II .9) : tableau récapitulatif des vérifications du RPA.

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau (III.2 .1) : charge concentrée sur le balcon dû au poids propres du grand corps.

Tableau (III.3 .1) : Ferrailage de la salle machine.

Tableau (III.4 .1) : charge permanent du palier.

Tableau (III.4 .2) : charge permanent de la volée.

Tableau (III.4 .3) : Résumé de tous les résultats obtenus.

Chapitre V : Vérification des exigences de L'RPA

Tableau (V.1) : vérifications du pourcentage de participation de la masse modale.

Tableau (V.2) : vérification de la torsion.

Tableau (V.3) : vérification de l'excentricité.

Tableau (V.4) : vérification du déplacement inter étages.

Tableau (V.5) : vérification du l'effet P-Delta sens x-x.

Tableau (V.6) : vérification du l'effet P-Delta sens y-y.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structurants

Tableau (VI.1) : situation durable et accidentelle.

Tableau (VI.1.2) : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.

Tableau (VI.1.3) : ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Tableau (VI.1 .4) : ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Tableau (VI.1 .5) : vérification de la quantité d'armature transversale.

Tableau (VI.1 .6) : délimitation de la zone nodal.

Tableau (VI.1 .7) : vérification de la contrainte de cisaillement.

Tableau (VI.1 .8) : vérification de la condition de non fragilité.

Tableau (VI.1 .9) : ferrailage des poteaux à l'ELU suivant sens transversal.

Tableau (VI.2 .1) : Section des armatures longitudinales

Tableau (VI.2 .2) : Ferrailage des poutres à L'ELU

Tableau (VI.2 .3) : Condition de non fragilité

Tableau (VI.2 .4) : Armatures longitudinales

Tableau (VI.2 .5) : Armatures transversal

Tableau (VI.2 .6) : Vérification aux cisaillements

Tableau (VI.2 .7) : Influence sur le béton

Tableau (VI.2 .8) : Influence de l'effort tranchant sur les aciers

Tableau (VI.2 .9) : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

Tableau (VI.2 .10) : Vérification à L'ELS

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau (VII.1) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Tableau (VII.2) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Tableau (VII.3) : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Tableau (VII.4) : Vérification condition de résistance.

Tableau (VII.5) : Ferrailage de radier.

Tableau (VII.6) : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau (VII.7) : Vérification des contraintes dans le béton.

Tableau (VII.8) : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

Tableau (VII.9) : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tableau (VII.10) : Efforts internes dans les nervures.

Tableau (VII.11) : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau (VII.12) : Vérification des contraintes à l'ELS.

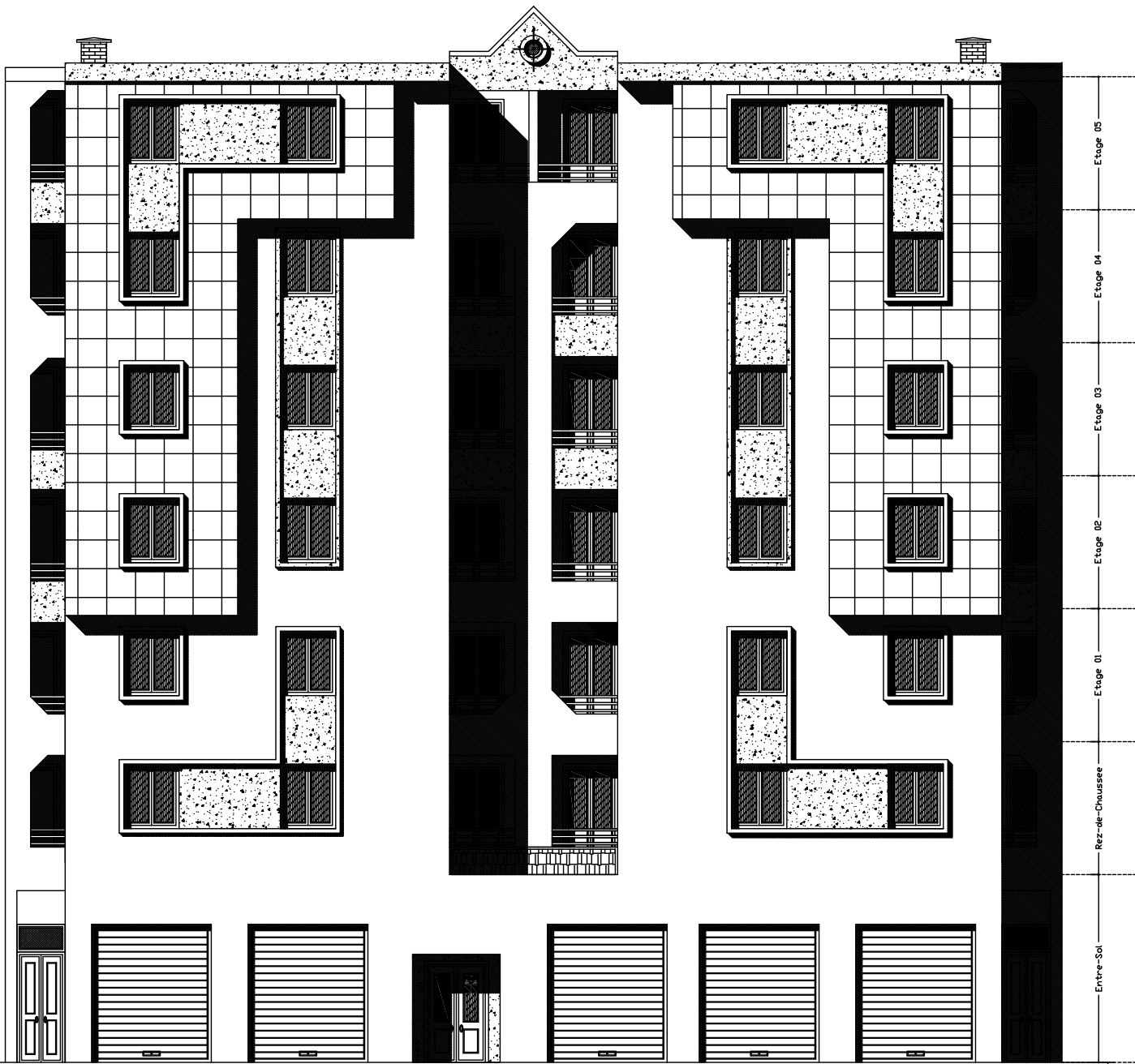
Tableau (VIII.1) : Résultats du calcul des armatures du mur plaque.

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

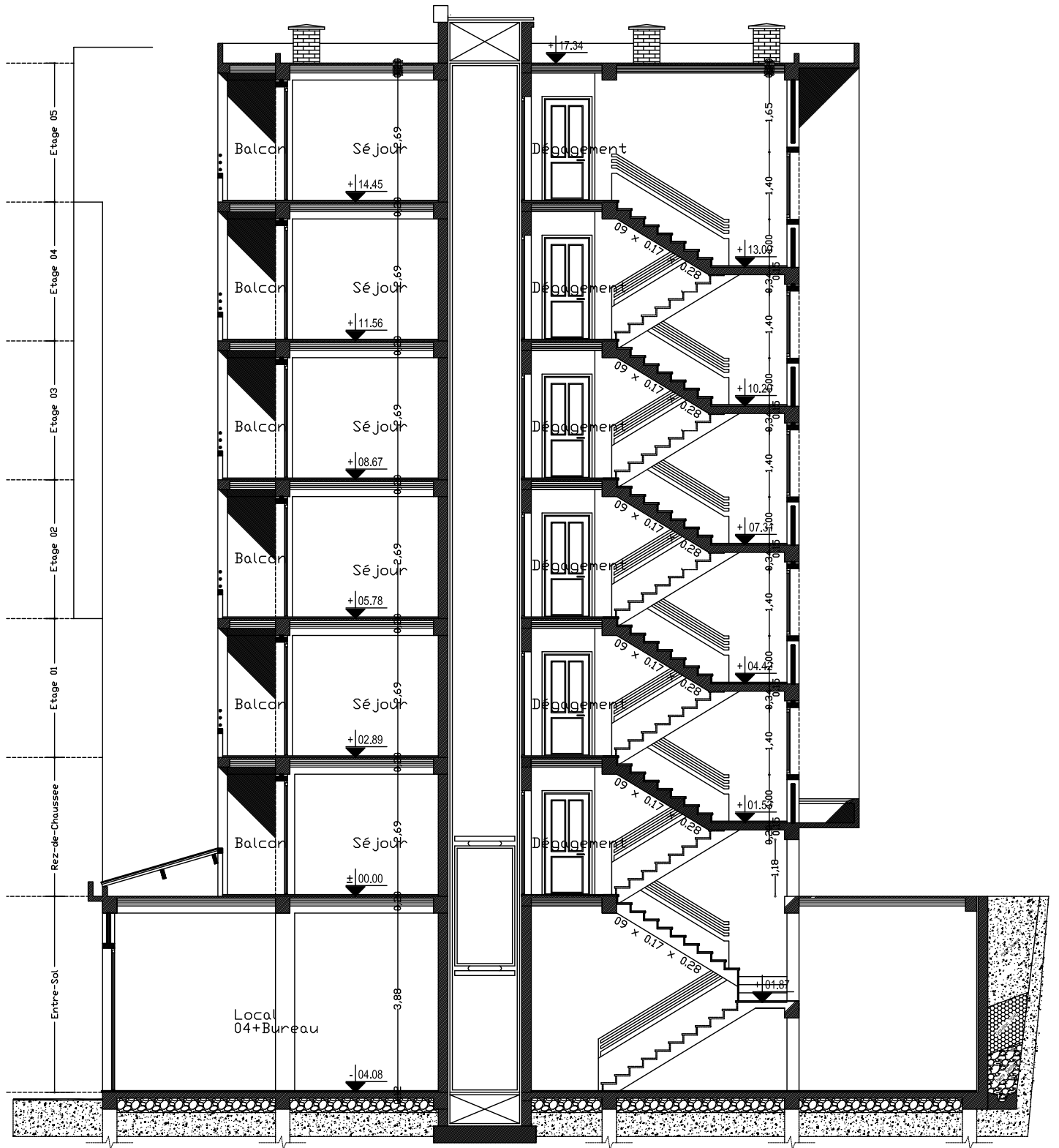
Tableau (VIII.2) : Vérification des contraintes à l'ELS pour le mur plaque.



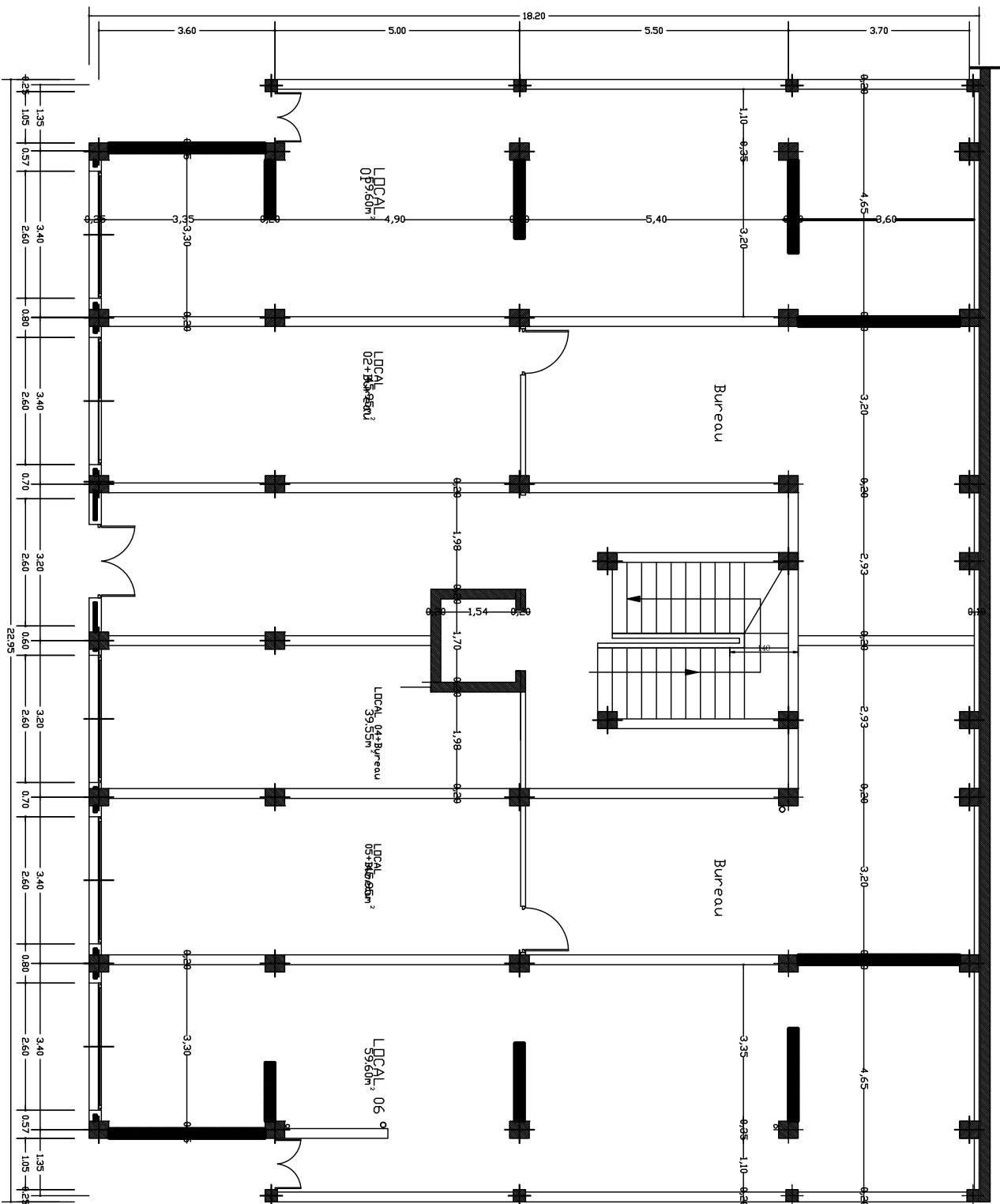
FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE



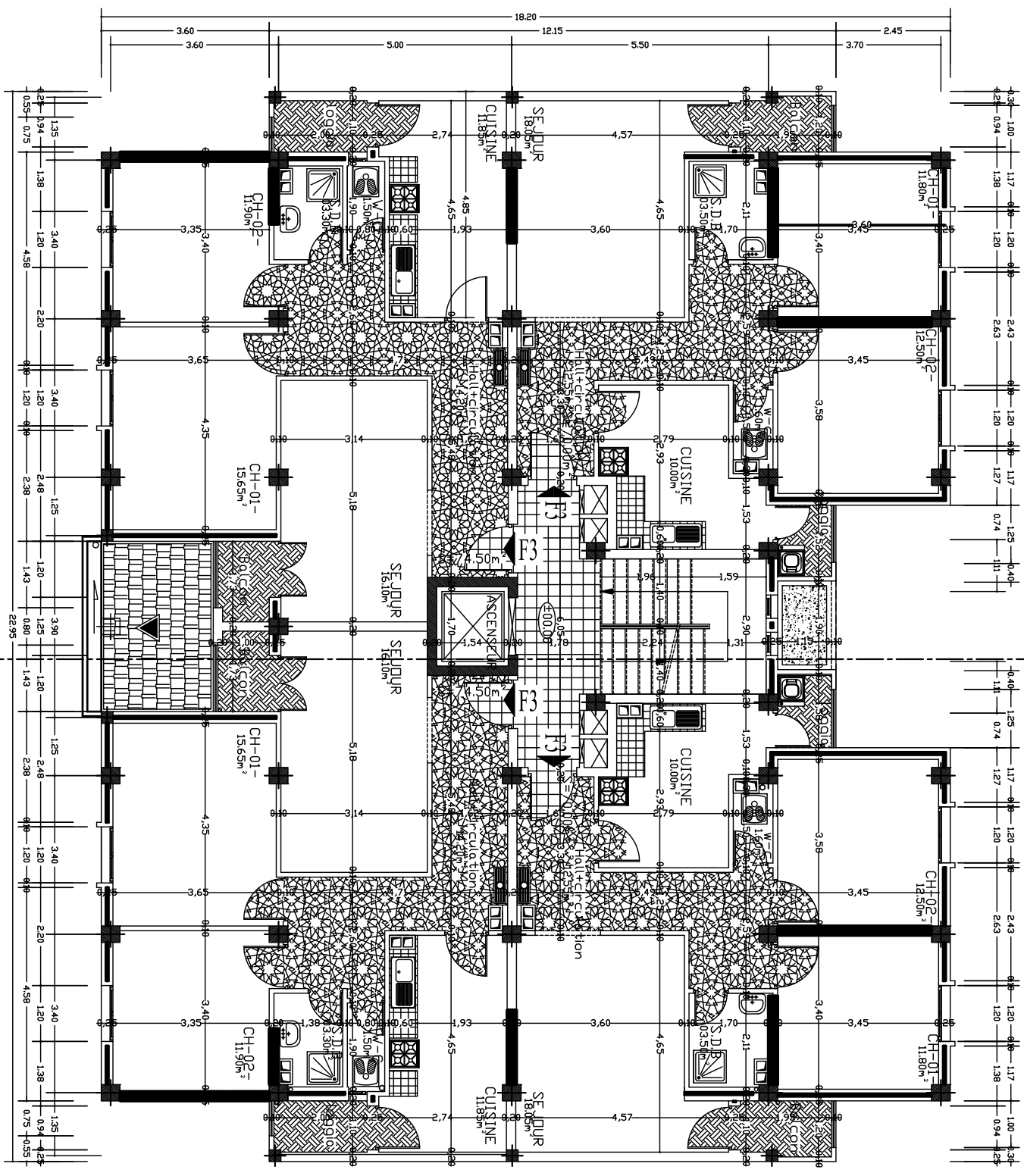
COUPE -BB-



VUE EN PLAN ENTRE-SOL



VUE EN PLAN R-D-C

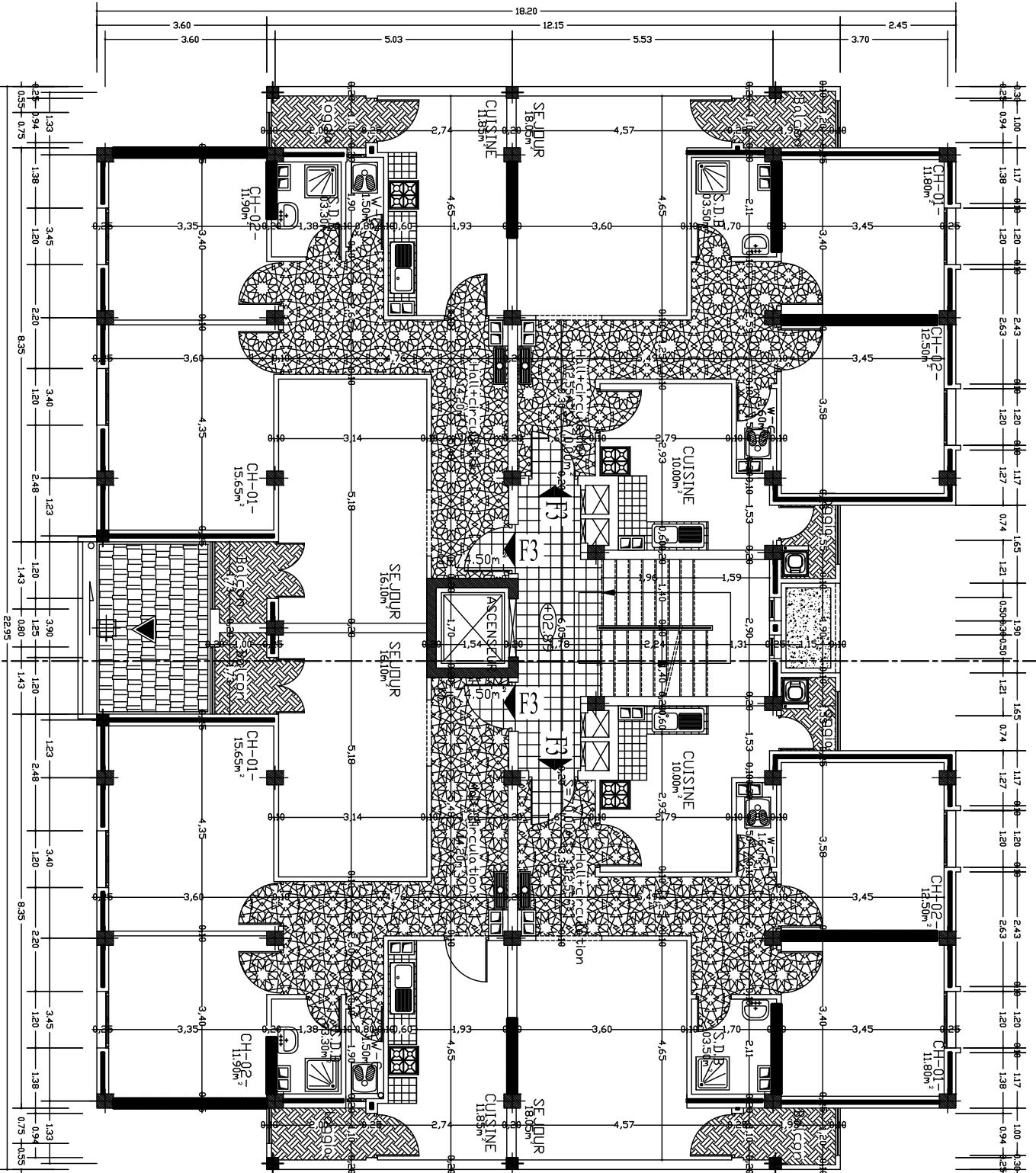


◀ B

▶ B

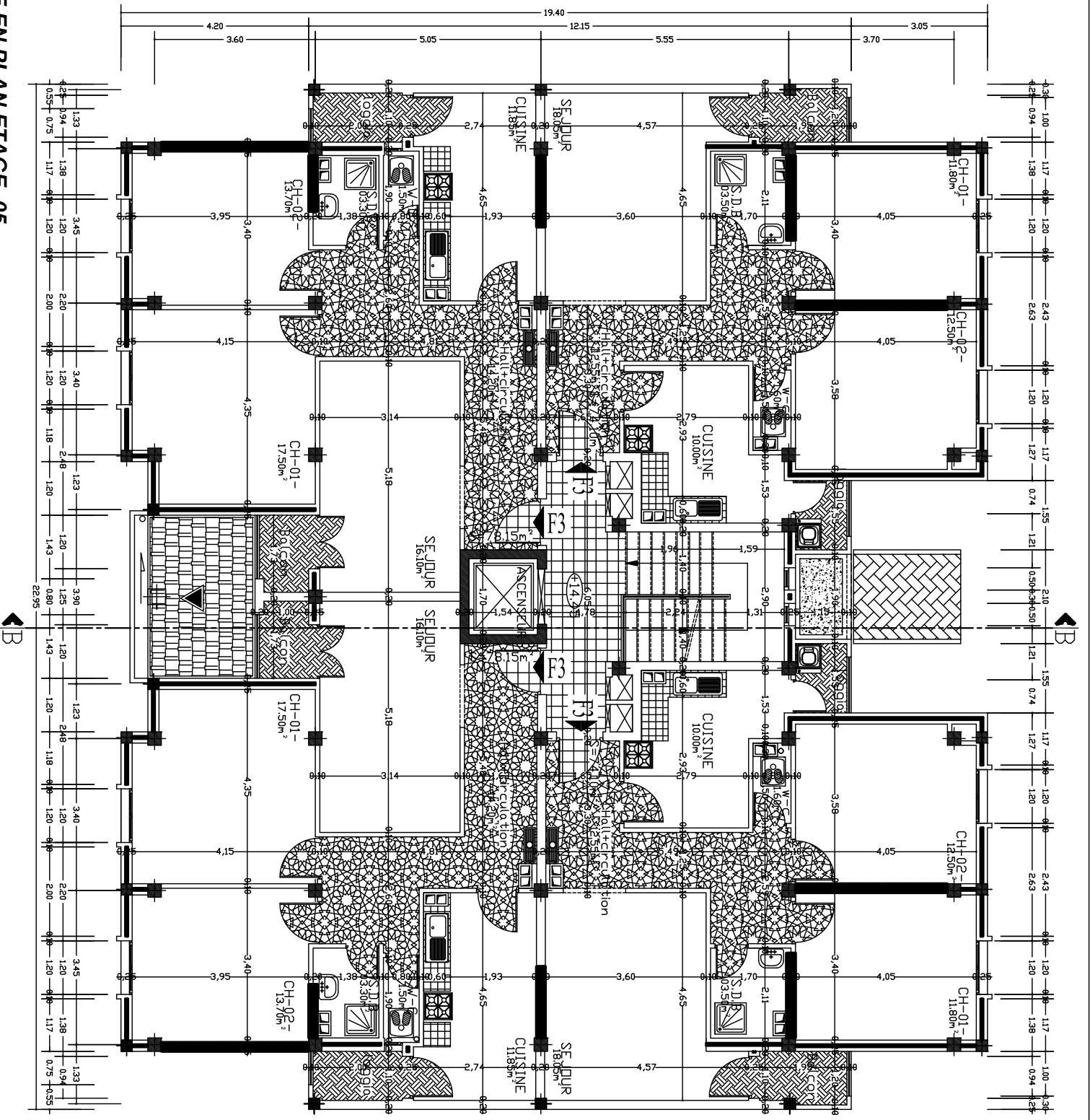
VUE EN PLAN ETAGE -01-

B



B

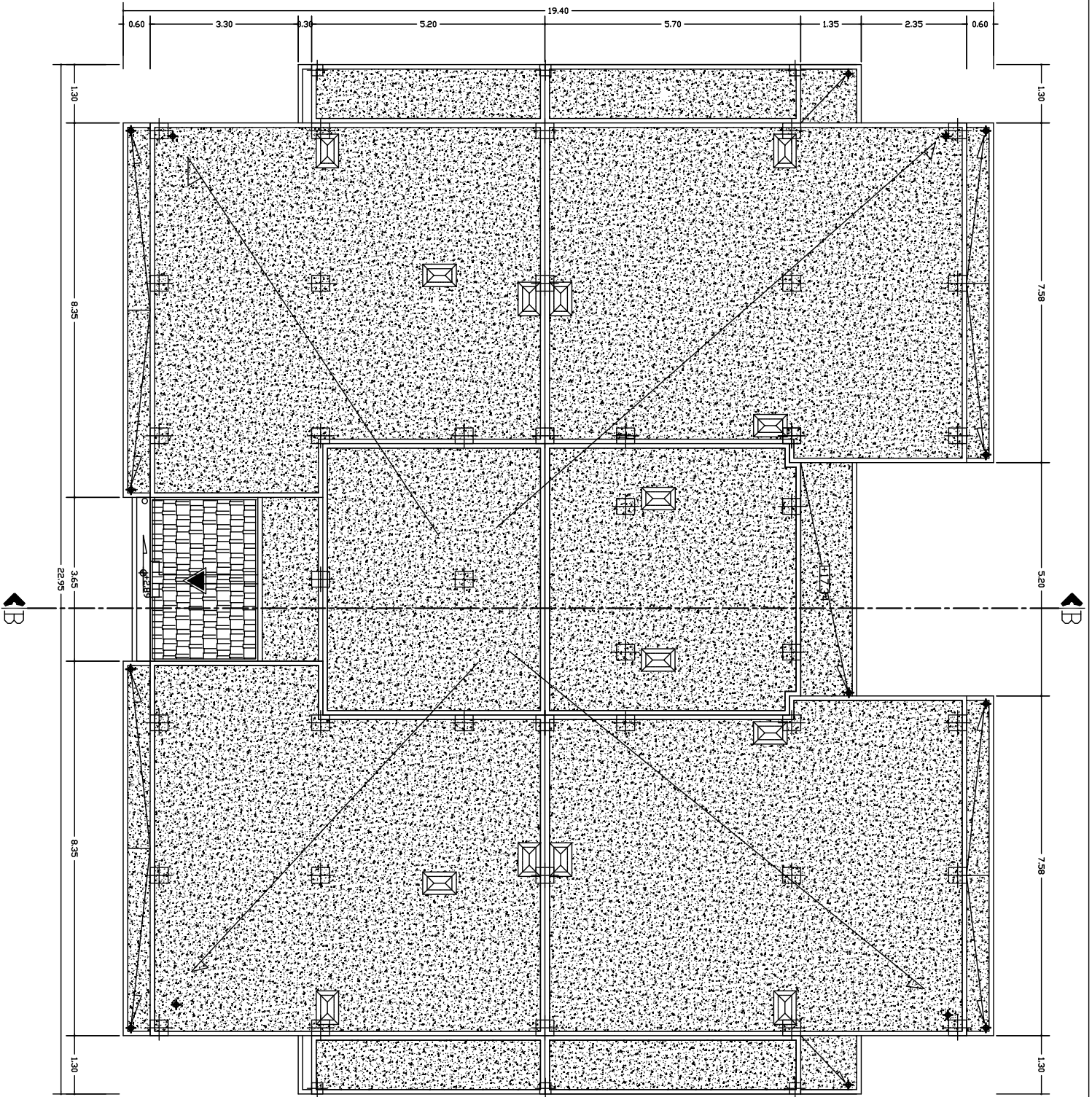
VUE EN PLAN ETAGE -05



B

B

VUE EN PLAN TERRASSE



Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; le séisme est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importance et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

Le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), (BAEL91), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous allons procéder à l'étude d'un bâtiment constitué d'un RDC+5 +Entre sol à usage d'habitation et commercial en respectant le règlement parasismique algérien (RPA99/VERSION 2003), afin d'assurer la résistance de cet ouvrage contre le séisme et toutes les actions extérieures.

Nous allons commencer notre travail par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers...)

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations.

Au dernier chapitre nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure. Au final, nous terminerons par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

L'étude en Génie civil nous incite à faire un calcul précis, afin de concevoir des ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement.

Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003), et les bases de BAEL91 (modifié 99) ainsi que le DTR-BC22 (charges et surcharges d'exploitations)

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

2. Nature de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5+ entre sol) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, elle est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIA)

Notre bâtiment comporte :

- Un entre sol à usage commercial
- Un réez de chaussée (RDC) à usage d'habitation
- (05) étages à usage d'habitation
- (01) cage d'escalier
- (01) cage d'ascenseur.

3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de notre bâtiment sont :

- La longueur totale du bâtiment : 22.95m
- La largeur totale du bâtiment : 18.20 m
- La hauteur de l'entre sol : 4.08
- La hauteur de réez de chaussée (RDC) : 2.89 m
- La hauteur d'étage courant : 2.89m
- La hauteur totale du bâtiment : 21.42m

4. Différents éléments de l'ouvrage

a) Ossature :

Ce bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques et un ensemble de voiles disposées dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

b) Les planchers :

Les plancher est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux, voiles).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poutres.

C) Escaliers :

Le bâtiment dispos d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, elle est constituée de deux volées et un palier intermédiaire (palier de repos).

D) Les voiles :

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

E) Les balcons :

Ils sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés soit en dalle pleine ou en corps creux.

F) Acrotère :

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou a l'extrémité, destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

G) Le remplissage (maçonnerie) :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, etc.) unis par liant (mortier, plâtre, ciment,etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs :

- **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs :** ils sont en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

H) Revêtements :

Les revêtements sont définis comme suit :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre et enduit pour les cloisons, les voiles et les plafonds.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

K) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure.

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

5. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règles parasismique Algériennes (**RPA99/vrsion2003**).
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**).
- Document technique règlementaire (**DTR B.C.2.2**) : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique règlementaires (**DTR B.C.2-41**) : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).

6. Caractéristique mécanique des matériaux :

Pour l'élaboration de notre projet, Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent répondre aux exigences du règlement parasismique 99 version2003 ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

6.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

6.1.1 Résistance caractéristique à la compression du béton :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'Age de 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Dans ce calcul elle sera prise $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

La résistance à la compression à $j \leq 28$ jours est défini par : (BAEL91/A.2/1,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

6.1.2 Résistance caractéristique à la traction du béton :

La résistance à la traction du béton à j jour, noté f_{tj} , est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6+0,06(25)=2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

6.1.3 Contraintes limites :

a) Contraintes limites ultime (ELU) :

La contrainte limite ultime Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) ; à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Avec : } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20\text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48\text{ MPa}$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0,85$... si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

A J= 28 jours en situation courante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}. \quad (\text{BAEL91 modifiée 99. Art.A.4.5.2})$$

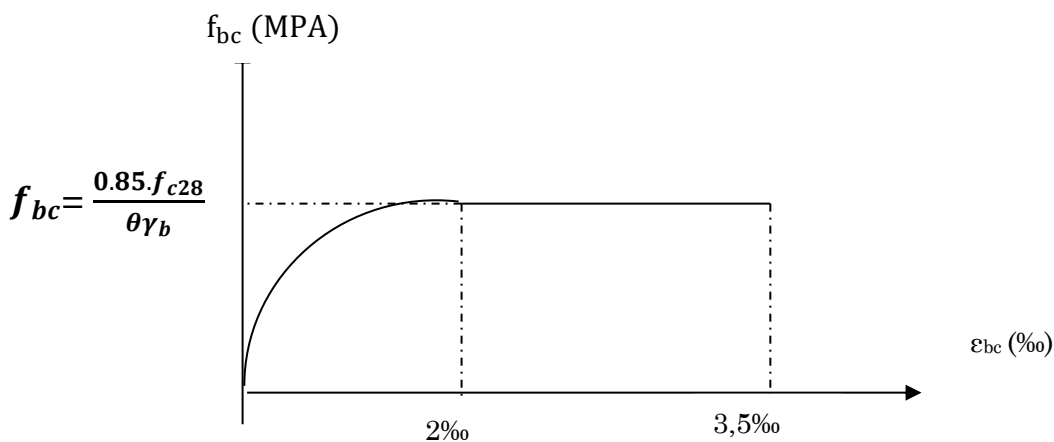


Figure (I.1) : Diagramme contraintes - déformation du béton (ELU)

b) Contraintes limites de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} : \text{contrainte admissible à L'ELS.}$$

$$A : j=28 \text{ jour}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 28 = 15 \text{ [MPa]}. \quad (\text{Art A.4.5.2 BAEL91})$$

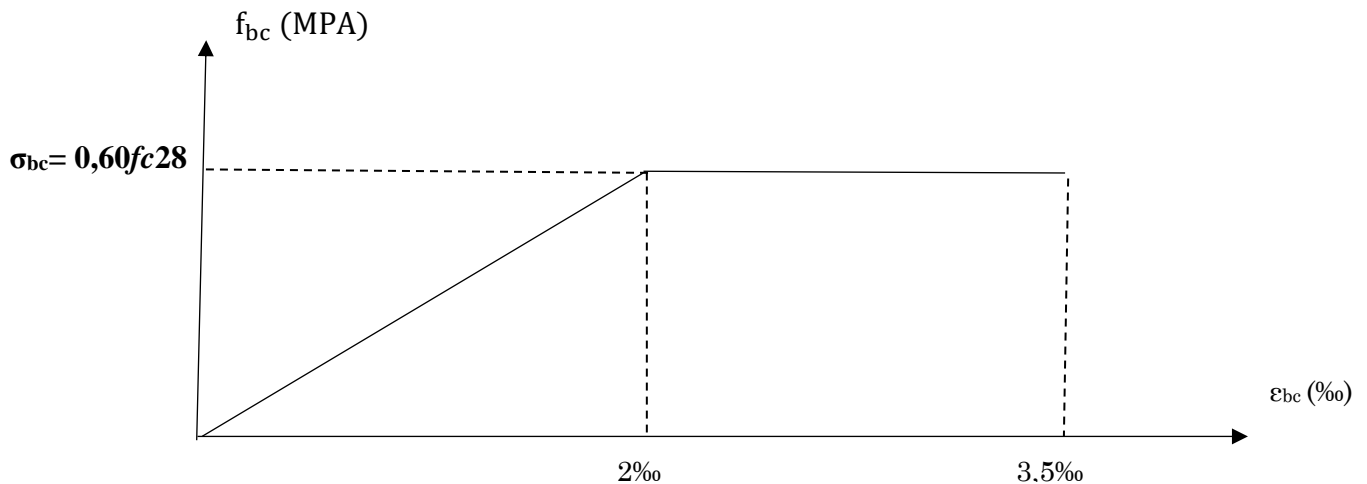


Figure (I. 2): Diagramme de calcul contrainte- déformation du béton à L'ELS

c) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.1.21 BAEL 91)

Elle est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile ($0,9h$ position d'aciers tendus).

Dimensionnement des sections sous sollicitation d'effort tranchant

➤ **Fissuration peu nuisible (non préjudiciable):**

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}]$$

➤ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}]$$

6.1.4 Module de déformation :

a. Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation longitudinale instantanée (BAEL 91. Arr.2.1 ,21) pour une charge d'une durée d'application $< 24\text{h}$.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} ; E_{ij} = 32164 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation longitudinale différée (BAEL91. Art.2.1 ,22)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} ; E_{vj} = 10818,86\text{MPa.}$$

b. Module de déformation transversale du béton :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}]$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

v: Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson** :(art A-2.1,3/BAEL91 modifié99).

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et déformation relative longitudinale il est égal à :

$$V = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$$

v= 0.2 à l'état limite de service (ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

v= 0 à l'état limite ultime (ELU) pour le calcul des sollicitations.

6.2 Acier :

L'acier est un alliage fer-Carbone, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, il résiste très bien à la traction et à la compression, de plus il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton et il présente une bonne qualité d'adhérence avec lui.

6.2.1 Classification :

Les aciers sont classés selon leur nuance et leur état de surface, on distingue :

- Les aciers à haute adhérence (surface, munie d'aspérités)
- Les aciers ronds lisses (surface lisse)

6.2.2 Caractéristiques des aciers utilisées :

Dans notre projet les aciers utilisés sont de type haut adhérence.

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Allongement Relatif à la rupture (%)	Coefficient De Fissuration (η)	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis Soudé (TS) TL520(Φ=6)	TS	520	8	1,3	1

6.2.3 Module de déformation longitudinale :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, Art.A.2.2}).$$

6.2.4 Contraintes limites :

a) **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3})$$

Avec : γ_s coefficient de sécurité.

$\gamma_s=1$ en situation accidentelle.

$\gamma_s=1,15$ en situation durable.

b) Contrainte limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, il y'a lieu de limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

Avec :

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses et les treillis soudés.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$ Pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi < 6 \text{ mm}$

❖ Diagramme ' contrainte – déformation ' des aciers :

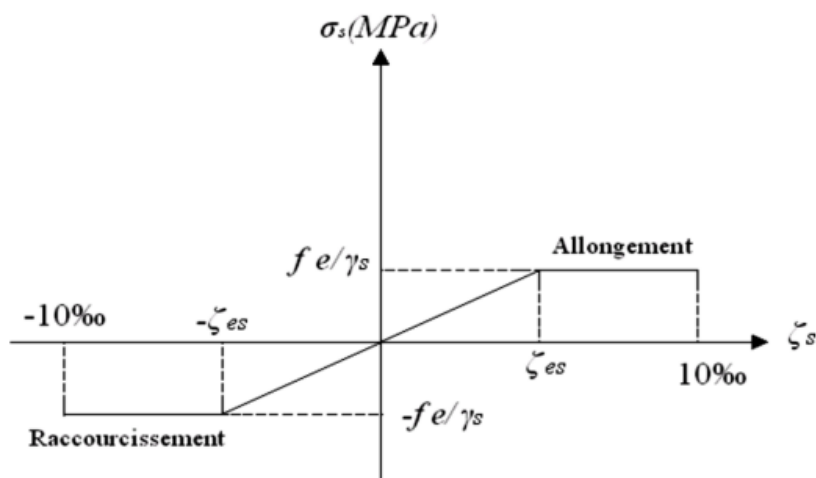


Figure (I. 3) : Diagramme- contrainte déformation de l'acier

6.2.5 Enrobage des armatures :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins
Ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).

- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

7. Les sollicitations :

7.1 Les actions :

Les actions sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, charges d'exploitations, charges climatiques....) ou résultent des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis.).

➤ **Les actions permanentes G :**

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terre.

➤ **Les actions variables Q :**

- Charge d'exploitation appliquée au cours de l'exécution.
- Charge climatique.

➤ **Les actions accidentelles :**

- Séisme.
- Explosions.
- Choc.

7.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développées dans une section par une combinaison d'action donnée.

➤ **Sollicitation de calcul combinaison d'action :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

N_u : effort normal.

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$N_{Ser} = G + Q$$

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, définit les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré-dimensionnement précise au chapitre suivant.

Chapitre II
Pré-dimensionnement des
éléments

1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments il faut passer par leurs pré dimensionnement, afin d'assurer une bonne résistance de tous les éléments de la structure.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions de la réglementation du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 modifié 2003.

2. Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane pour limite les charges et supporte les revêtements et les surcharges.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

2.1 Planchers en corps creux :

Le plancher est composé de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout complété d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé.

La hauteur des planchers de notre bâtiment, sera donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifiées 99 Art ; B.6.5.1})$$

$$L_{\max} = 340 - 30 = 310 \text{ cm.}$$

Avec : h_t : hauteur total du plancher.

L_{\max} : La portée libre maximale dans les deux sens.

$$h_t \geq 310/22.5 \quad \rightarrow \quad h_t \geq 13.77 \text{ cm.}$$

On adoptera un plancher : $h_t = 20 \text{ cm.}$

On opte pour un plancher (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers :

- L'épaisseur du corps creux : 16cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.

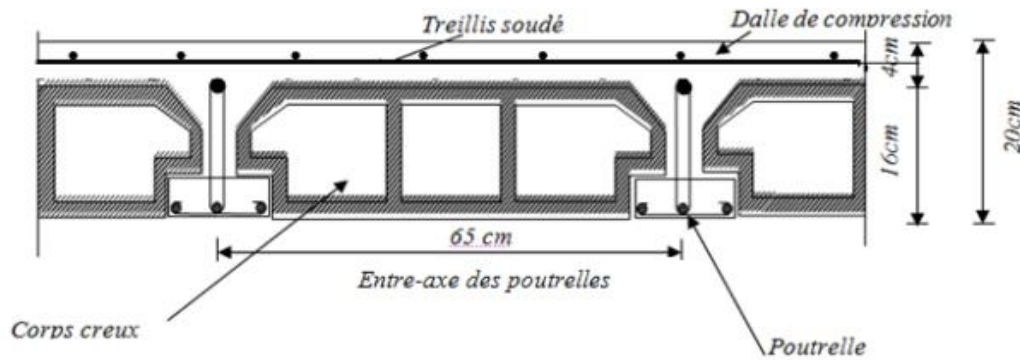


Figure (II .1) : Coupe verticale plancher corps creux.

2.2 Planchers en dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque qui peut reposer avec ou sans continuité, sur deux, trois ou quatre appuis.

Son épaisseur est déterminée selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

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

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

- **La résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

Avec :

L : largeur de la console

$$L = 1.10 \text{ m}$$

On opte : $e = 15 \text{ cm}$

- **Condition de résistance au feu :**

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

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu,
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

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

- **Condition d'isolation acoustique : (règles techniques CBA93)**

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350 kg/m^2 .

$$M_p = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

Avec : M_p : La masse du plancher.

$\rho_{\text{béton}}$: La masse volumique du béton

$$e = \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

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

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15 cm .

3. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
- Largeur de la poutre : $0,4h_t \geq b \geq 0,7h_t$.

Avec :

L_{max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

b : la largeur de la poutre.

h_t : la hauteur totale de la poutre.

Le RPA99 version 2003 :

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

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

3.1 Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **Hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : $L_{\text{max}} = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$.

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10} \quad \rightarrow \quad 34.6 \leq h_t \leq 52 \quad \rightarrow \quad h_{pp} = 40 \text{ cm}.$$

- **Largeur:** $0,4h_t \geq b \geq 0,7h_t$
 $\rightarrow (0,4 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$
 $16 \leq b \leq 28 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm.}$

Vérifications RPA :

$h=40\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

$b=30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h/b=40/30=1.333\text{cm} < 4$ Condition vérifiée.

Toutes les vérifications sont vérifiées on conclue que la section des poutres adoptées.

Poutres principales : **(30×40).**

3.2 Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles :

- **Hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
 Avec : $L_{\max} = 340 - 30 = 310\text{cm}$
 $\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$
 $20.66 \leq h_t \leq 31 \quad \rightarrow h_{ps} = 35 \text{ cm.}$

- **Largeur :** $0,4h_t \geq b \geq 0,7h_t$
 $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$
 $14 \leq b \leq 24.5 \quad \rightarrow b = 30\text{cm}$

Vérifications RPA :

$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

$b=30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h/b=35/30=1.16\text{cm} < 4\text{cm}$ Condition vérifiée.

Tous les vérifications sont vérifiées on conclue que la section des poutres adoptées.

Poutres secondaires : **(30×35).**

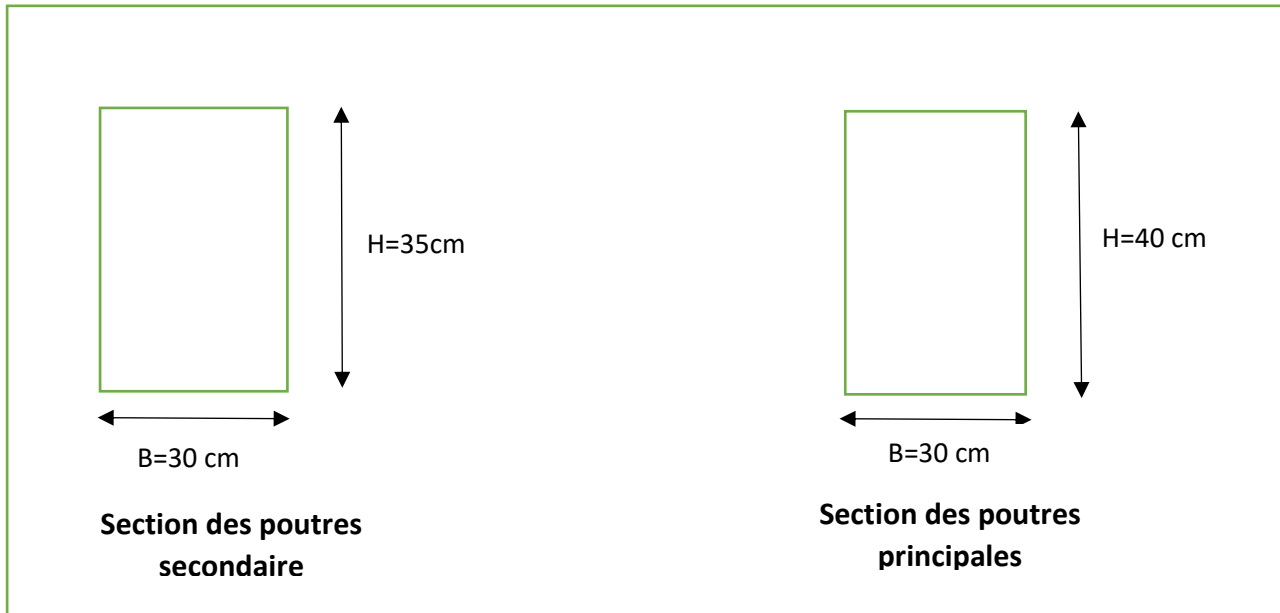


Figure (II.2): Section des poutres

4. Les voiles :

Selon le RPA99 version 2003 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$L \geq 4a$

$a \geq 15 \text{ cm}$

Avec : **L** : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles.

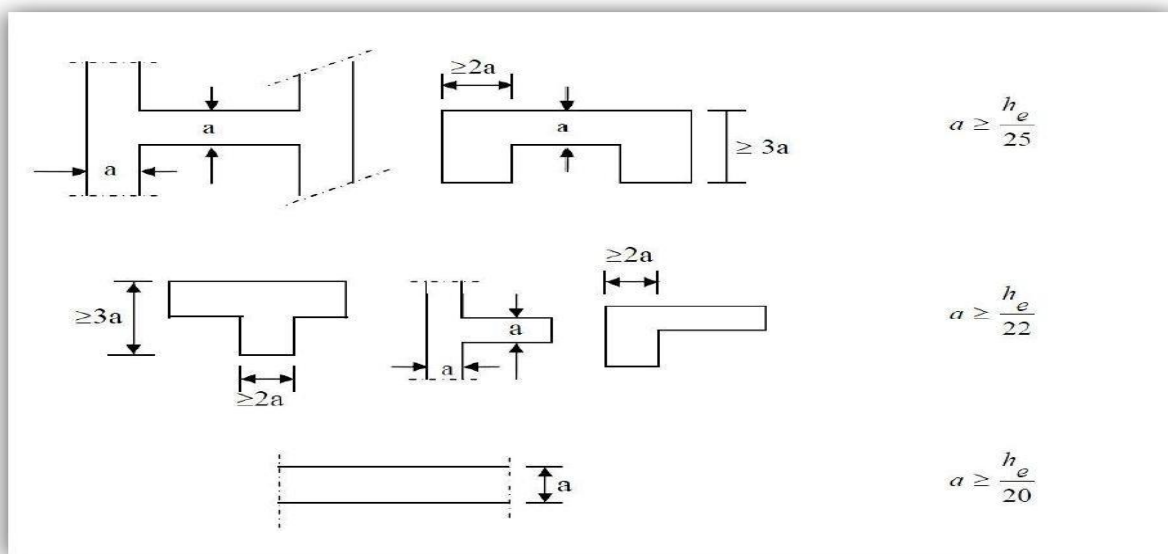


Figure (II.3) : Coupe de voile en plan.

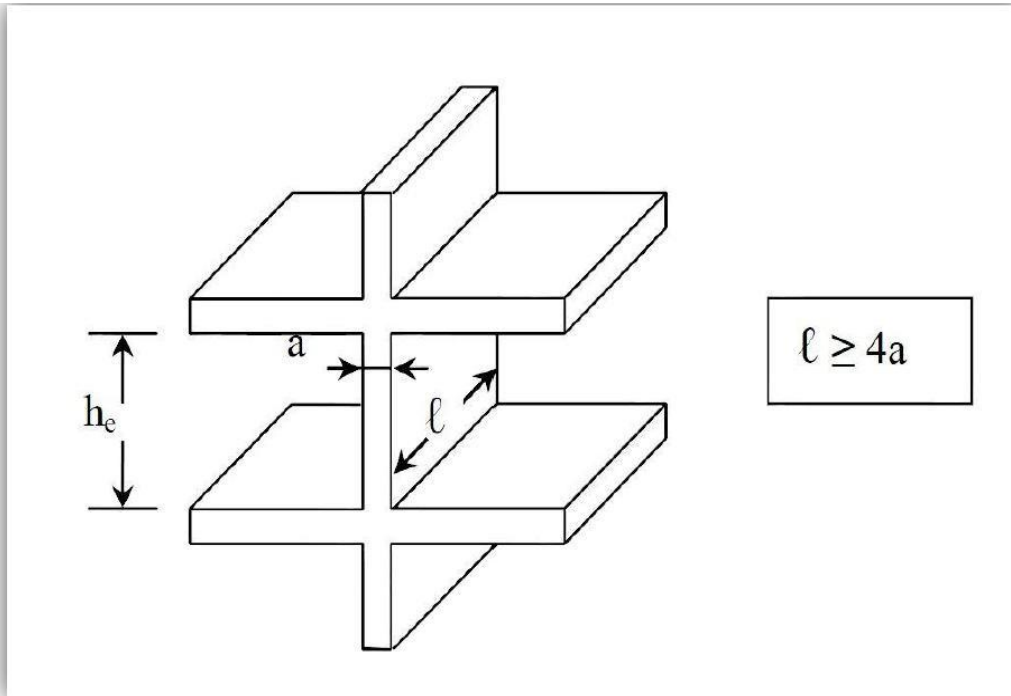


Figure (II.4) : Coupe de voile en élévation

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

$$a \geq h_e / 20 \quad \longrightarrow \quad h_e = h - h_t .$$

Avec : **a** : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

h_t : épaisseur des planchers.

✚ **Pour le sous-sol:**

$$h_e = h - h_t = 408 - 20 = 388.$$

$$a \geq h_e / 20 = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}.$$

✚ **Pour RDC et autre étage:**

$$h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm} .$$

$$a \geq h_e / 20 = 269 / 20 = 13.45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}.$$

On prend **a=20cm** pour tous les voiles pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

$L_{\min} \geq 40 \text{ cm}$ Dans notre cas $L_{\min} = 135 \text{ cm} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

5. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

a. Les charges permanentes :

1. Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

- **Planchers terrasse inaccessible :**

Tableau II.1: Charge permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				5.83

- **Plancher étage courant :**

Tableau II.2: Charge permanentes du plancher d'étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	09	0.90
Total				5.44

- Plancher dalle pleine :

Tableau II.3: Charge permanentes de la dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				5.49

2. La maçonnerie :

Il y'a deux types de murs extérieurs et murs intérieurs.

- Mur extérieur :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30cm.

Tableau II.4: Charge permanentes des murs extérieurs.

N°	Désignations	Epaisseurs (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
total				2.36

- Mur intérieur :

Tableau II.5: Charge permanentes des murs intérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
total				1.30

b. Les surcharges d'exploitations :

Le DTR.B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

Tableau II.6: Surcharges d'exploitations des différents éléments

Eléments	Surcharges Q (kn/m ²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher de RDC à usage d'habitation	1.5
Plancher sous-sol à usage commerciale	2.5
Dalle pleine	3.5
L'escalier	2.5

6. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations en tenant compte de la combinaison des charges et des surcharges.

La section de poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

Avec $N=G + Q$

Ns : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Selon le (RPA99 version 2003, article 7.4.1), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ \longrightarrow en zone I et II_a .
- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow en zone III et II_b .
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$ \longrightarrow h_e est la hauteur libre entre étages .

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Remarque :

L'effort normale « N » sera déterminé à partir de la descente de charge on aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

6.1 Descente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence (DTR.B.C.2,2).

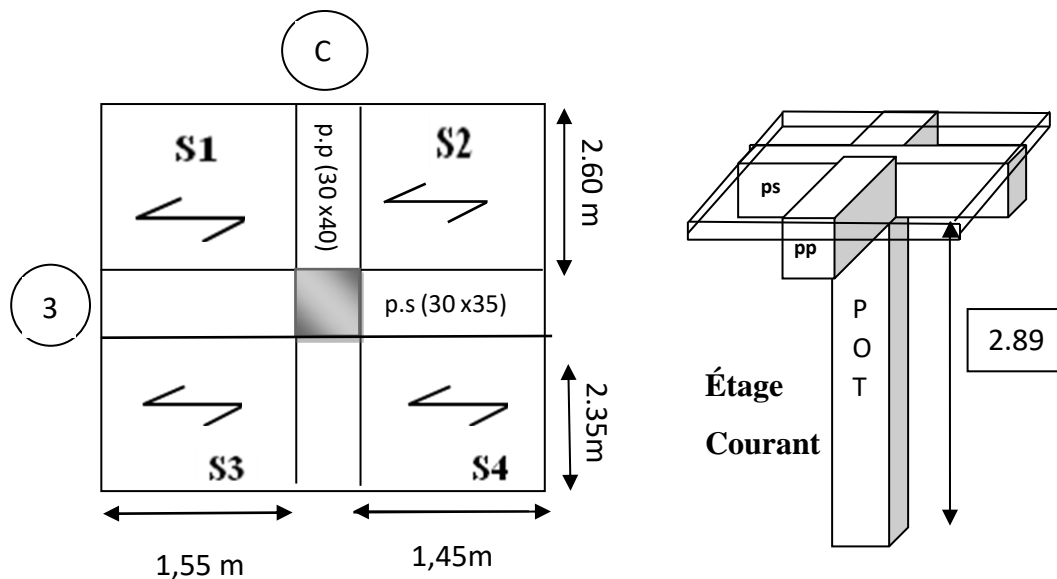
6.2 Localisation du poteau le plus sollicité :**Poteau C3 :**

Figure. (II.5): Représentation de poteau le plus sollicité.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité c'est C3 :

$$S1 = 2,60 \times 1,55 = 4,03 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S2 = 2,60 \times 1,45 = 3,77 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S3 = 2,35 \times 1,55 = 3,642 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S4 = 2,35 \times 1,45 = 3,407 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S_{TOTAL} = 4,03 + 3,77 + 3,642 + 3,407$$

$$S_{TOTAL} = 14,849 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- La surface du plancher revenant au poteau considéré et

$$S=14,849(\text{m}^2)$$

6.3. Détermination du poids propre des éléments :

1. Poids propre des poutres :

- Poutre principale (30x40) :

Le poids volumique de béton est 25 KN/m³

$$G_{PP} = [(0.30 \times 0.40) \times (2.60 + 2.35)] \times 25 = 14.85 \text{ KN/m}^2$$

- Poutre secondaires (30x35) :

$$G_{PS} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.55 + 1.45)] \times 25 = 7.875 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{POUTR} = G_{PP} + G_{PS} = 14.85 + 7.875 = 22.72 \text{ KN/m}^2$$

2. Poids propre des poteaux (30x30) :

$$G_{SSOL} = 0, 30 \times 0, 30 \times 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN}$$

$$G_{RDC} = G_{etc} = 0, 30 \times 0,30 \times 2,89 \times 25 = 6,50 \text{ KN}$$

3. Poids de planchers terrasse inaccessible :

$$G_{Pt} = S_t \cdot G_{PET} = 14,849 \times 5,83 = 86,56 \text{ KN}$$

- Poids de planchers d'étage courant, RDC et entre sol :

$$G_{ec} = S_t \cdot G_{PEC} = 14,849 \times 5,44 = 80,78 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

- Section brute:

$$S_{brute} = 3.30 \times 5.25 = 17.32 \text{ cm}^2$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_t = S_{brute} \times 1 = 17.32 \times 1 = 17.32 \text{ KN.}$$

- Plancher à usage d'habitation:

$$Q_{RDC} = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = S_{brute} \times 1.5 = 17.32 \times 1.5 = 25.98 \text{ KN.}$$

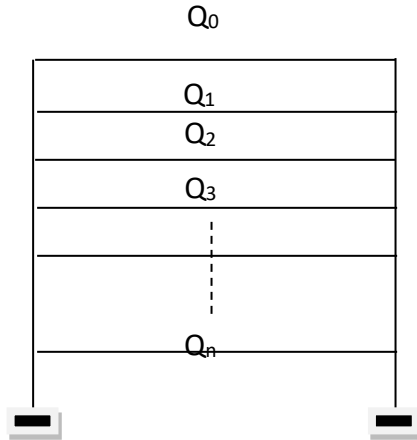
- Plancher à usage Commerciale:

$$Q_{s-sol} = S_{brute} \times 2.5 = 17.32 \times 2.5 = 43.3 \text{ KN.}$$

6.4. Loi de digression des charges:

Les règles BAEL nous imposent une dégression des charges d’exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété sur tous les planchers et suivant le DTR.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 ce qu’est le cas de notre structure.



Coefficients de dégression des surcharges :

Tableau II.7: coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	Terrasse	4	3	2	1	RDC	Entre Sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

• **Les surcharges cumulées :**

0.... Terrasse..... $Q_0 = 1 \times 17,32 = 17,32$ KN.

1....Etage 05 $Q_0 + Q_1 = 17,32 + 25,98 = 43,3$ KN.

2....Etage 04..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,23 + 0,95(25,98 \times 2) = 66,592$ KN.

3....Etage 03..... $Q_0 + 0,90(Q_1 + \dots + Q_3) = 17,23 + 0,90(25,98 \times 3) = 87,376$ KN.

4....Etage 02..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 17,23 + 0,85(25,98 \times 4) = 105,56$ KN.

5....Etage 01..... $Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) = 17,23 + 0,80(25,98 \times 5) = 121,15$ KN.

6....Etage 00..... $Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 17,23 + 0,75(25,98 \times 5 + 43,3) = 147,13$ KN.

Tableau II.8: Différents sections des poteaux adoptés.

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Cm ²	
	G Plancher	G Poutres	G Poteaux	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N=Qc+Gc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée du poteau (bxh)
5	86,56	22.72	6.50	115.78	115.78	17,32	17,32	133.1	88.73	35X35
4	80,78	22.72	6,50	110	225.78	25,98	43,3	269.08	179.38	35X35
3	80,78	22.72	6,50	110	335.78	25,98	66,592	402.372	268.248	40X40
2	80,78	22.72	6,50	110	445.78	25,98	87,376	533.156	355.43	40X40
1	80,78	22.72	6,50	110	555.78	25,98	105,56	661.34	440.89	40X40
RDC	80,78	22.72	6,50	110	665.78	25,98	121,15	786.93	524.62	45X45
E.SOL	80,78	22.72	9,18	112.68	778.46	43,3	147,13	925.59	617.06	45X45

● **Vérification des conditions de RPA99/version 2003 art.7.4.1 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions.

Données par le RPA99 version 2003

● $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et IIa.

● $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

● $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des vérifications du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45x45 Entre sol, RDC	Min (b,h)≥25 cm	Min (b,h)=min(45,45) =45cm>25 cm	C .V
	Min (b,h)≥ $\frac{he}{20}$	Min (b,h)=45 cm > $\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20,4$ Min (b,h)=45 cm > $\frac{he}{20}$ = $\frac{289}{20} = 14,45$ cm	C.V
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	C .V
40x40 1,2 et 3 étages	Min (b,h)≥25 cm	Min (b,h)=min (40,40)=40cm >25 cm	C.V
	Min(b,h)≥ $\frac{he}{20}$	Min(b,h)=40 cm > $\frac{he}{20} = \frac{289}{20} = 14,45$ cm	C.V
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	C .V
35x35 4 ,5 étages	Min(b,h)≥ 25 cm	Min(b,h)=min(35,35) =35 cm >25 cm	C .V
	Min(b ,h) ≥ $\frac{he}{20}$	Min(b,h)=min(35x35) =35 cm > $\frac{he}{20} =$ $\frac{289}{20} = 14,45$ cm	C .V
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	C.V

Conclusion :

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales donnée par RPA99/2003.ces valeurs peuvent faire l'objet de modification dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

7. Vérification des poteaux aux flambements :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$$\text{Avec } \begin{cases} i = \sqrt{\frac{I}{S}} \\ I = \frac{bh^3}{12} \end{cases} \quad I_Y = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{inertie faible})$$

λ : élanement du poteau

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7L_0$)

I : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

I : Moment d'inertie du Poteau

S : section transversal du Poteau ($S = h.b$)

L_0 : h_e : hauteur libre du poteau

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{bh}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{0,7l_0}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

- Poteaux (45X45) → $L_0=4,08$ m → $\lambda=21.98 < 50$ → condition vérifiée.
- Poteaux (45X45) → $L_0=2,89$ m → $\lambda=15.57 < 50$ → condition vérifiée.
- Poteaux (40X40) → $L_0=2,89$ m → $\lambda=17.52 < 50$ → condition vérifiée.
- Poteaux (35X35) → $L_0=2,89$ m → $\lambda=20.02 < 50$ → condition vérifiée.

Conclusion :

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

- Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher de 16+4 cm.
- Section des poutres :
 - Section des poutres principales (30x40) cm²
 - Section des poutres secondaires (30x35) cm².
- Sections des poteaux :
 - (45x45) cm² pour l'entre sol, RDC.
 - (40x40) cm² pour les niveaux 1^{ère} ; 2^{ème}, 3^{ème} étages.
 - (35x35) cm² pour les niveaux 4^{ème} et 5^{ème} étages.
- Epaisseur des voiles : $e = 20\text{ cm}$.
- Epaisseur dalles pleines (Balcons) : $e_p = 15\text{cm}$.

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III. Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments non structurant que comporte notre bâtiment ; nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

III.1. L'acrotère :

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

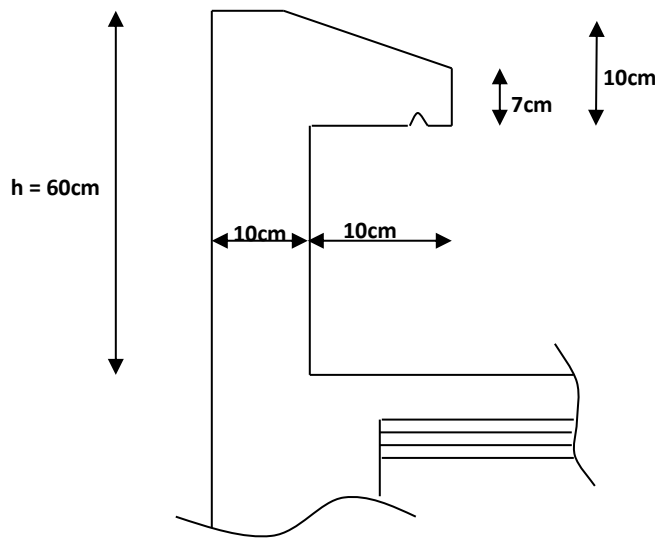


Figure (III.1.1) : Coupe verticale de l'acrotère

1) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton,

S : section longitudinale de l'acrotère.

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,712 \text{ KN}$

2) Schéma statique :

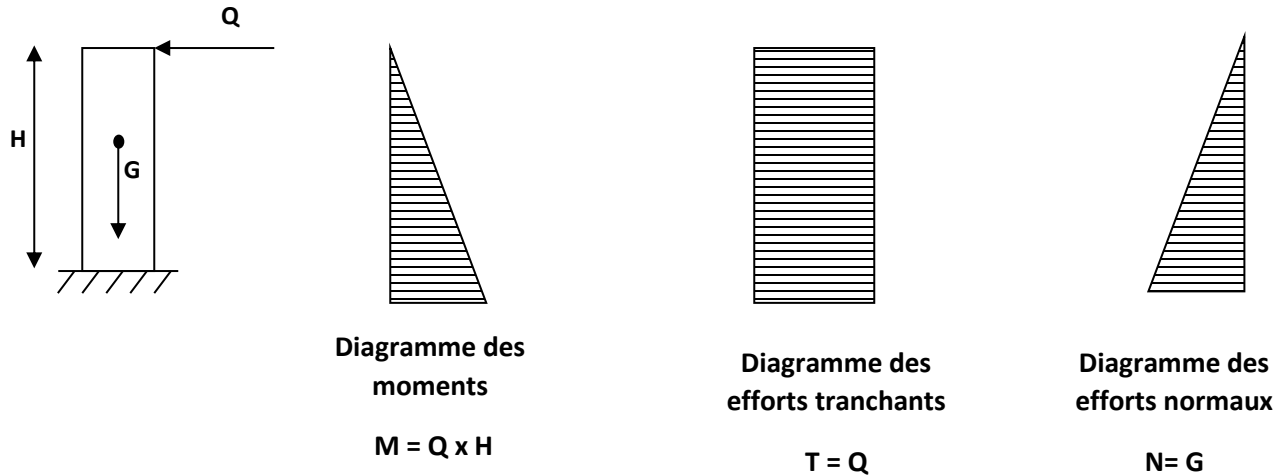


Figure (III.1.2) : Schéma statique de calcul de l'acrotère.

3) Combinaison de charge :

A l'ELU, la combinaison de charge est : $1,35G + 1,50Q$.

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$.

A l'ELS, la combinaison de charge est : $G + Q$.

-Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$.

- Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$.

4) Ferrailage :

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

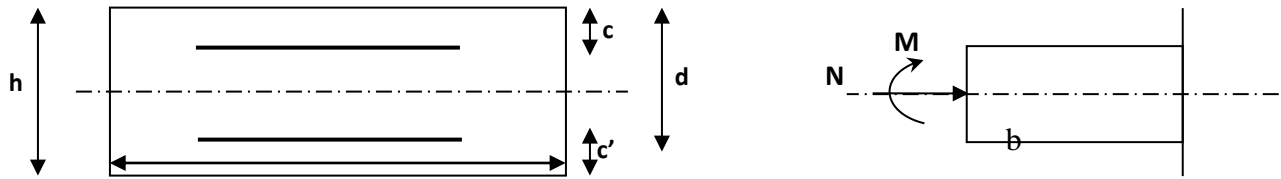


Figure (III.1.3) : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : épaisseur de la section, $h=10\text{cm}$.

b : largeur de la section, $b=1\text{m}=100\text{cm}$.

c et c' : enrobage, $c=c'=3\text{cm}$.

d : hauteur utile, $d=h-c=7\text{cm}$

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

5) Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,311} = 0,389 \text{ m} = 38,9\text{cm}.$$

$$\left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{10}{2}\right) - 3 = 2\text{cm} \quad \longrightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et 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 se ramène à un calcul à la flexion composée.

➤ **Calcul d'armatures en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,311 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,945\text{KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA.}$$

$$\mu_u = 0,014 < 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

Armatures fictives :

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^5}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^2} = \frac{94500}{241894,8} = 0,390 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelle (en flexion composée)

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0,32 \text{ cm}^2$$

6) vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} = 0,798 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ Donc la section minimale $A_s = A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$

Nous adopterons **4HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit :

3HA8=1.50 cm² répartie sur 60 cm de hauteur avec espacement S=20 cm

- ❖ **Vérification au cisaillement (BAEL91art 5.1.1) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$V_u : 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

$$\tau_u \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02MPa$$

$\tau_u = 0,02MPa < \tau_u = 2,5MPa \rightarrow$ La condition vérifiée \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- ❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 MPa$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{Avec : } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 MPa$$

$\tau_{se} = 0,237MPa \leq \tau_{se} = 3,15MPa \rightarrow$ Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min[3h; 33\text{cm}] = 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition.Vérifiée.}$$

Armatures de réparations :

$$S_t = 20\text{cm} < \min[4h; 45\text{cm}] = 40\text{cm} \rightarrow \text{Condition.Vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres verticales :(BAEL91 1 .2.2)**

La longueur de scellement droit est $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$

$$\tau_{se} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27\text{cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

7) vérification à L'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivant :

- La contrainte dans les aciers tendus $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,915 \quad K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 46,605\text{MPa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec:

η : 1,6 pour les barre HA (coefficient de fissuration)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{267; 201,63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,605 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{On a: } \rho = 0,287 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,915 \quad \rightarrow \quad K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46,605}{43,82} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

8) Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA Préconise le calcul de l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment dans notre cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage (1b)} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,20$$

C_p : facture de force horizontale ($C_p=0,3$ pour les éléments en console)

W_p : Poids de l'acrotère $W_p : 1,712 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,3 \times 1,712 = 0,410$$

$$F_p = 0,410 < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

On adopte le ferrailage suivant :

- 02 nappes d'armatures.

- **Armatures principales:** $4HA8/ml = 2.01cm^2/ml$ avec un espacement $St=25$ cm

- **Armatures de répartition :** $3HA8/ml = 1.50cm^2/ml$ avec un espacement $St=20$ cm

III.2. Les balcons :

Introduction :

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges, il sera calculé comme une console encastrée dans la poutre.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.2.2 : Etude de la dalle pleine :

a) Dimensionnement :

$$L' épaisseur : e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

On opte : $e=15\text{cm}$

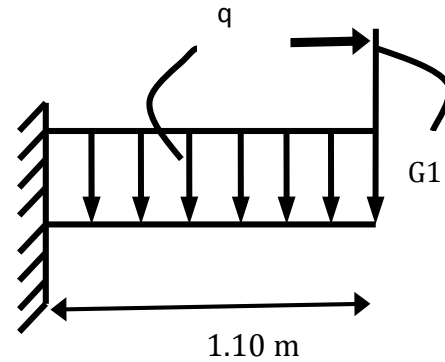
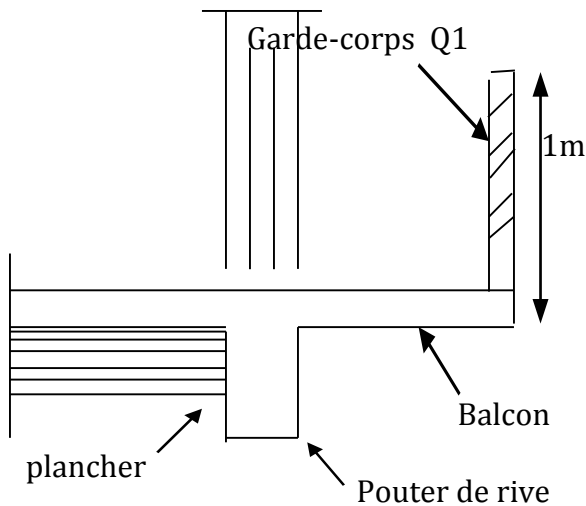


Figure III.2.1: Coupe verticale d'un balcon Figure III.2.2: Schéma statique du balcon

b) Détermination des charges et surcharges :

- Charge permanentes :

La charge permanentes du balcon est $G=5.49 \text{ KN/ml}$ (calculé déjà dans le chapitre 2).

- Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Tableau III.2.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Elements	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
Brique creuses	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	0.02x2	0.72
La charge total G		1.62

- Surcharge d'exploitation :

Charge due à la main courante $Q_1=1\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon $Q=3.5\text{KN/m}^2$

(Donnée par le DTR B C 2.2)

c) Combinaison des charges :

A l'ELU

- Dalle: $q_u=1.35G+1.5Q=1.35\times 5.49+1.5\times 3.5=12.66\text{ KN/ml}$.
- Garde-corps : $q_{u1}=1.35G_1=1.35\times 1.62=2.19\text{ KN/ml}$.

A l'ELS

- Dalle: $q_s = G+Q = 5.49+3.5=8.99\text{ KN/ml}$.
- Garde-corps : $q_{s1} = G_1 = 1.62\text{ KN/ml}$.

d) Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

❖ Calcul du moment sollicité :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + q_{u1} \times L = \frac{12.66 \times (1.10)^2}{2} + 2.19 \times 1.10 = 10.07\text{ KN.m}$$

$$M_u = 10.07\text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100\text{cm} \quad ; \quad d = 12\text{ cm}$$

➤ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{10.07 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.07 \times 10^6}{0.974 \times 120 \times 348} = 247.58 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.47 \text{ cm}^2$$

Armatures principale : **4HA12=4.52cm²** \longrightarrow Avec un espacement : **S_t=25cm**

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8=2.01 cm²** Avec un espacement : **S_t=25 cm**

e) **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :**

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopte}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{ast} = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_{min} \leq A_{ast} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte tangentielle (BAEL 91 / Art.A.5.1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{MPa}$$

Avec : $V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.66 \times 1.10 + 2.19 = 16.12 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16.12 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.13 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 \times \frac{25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA} \} = 2.5 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL 91 / Art A.6.1.3) :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{16.12 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 0.99 \text{ MPA}$$

Avec : $\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$

➡ $\tau_{se} = 0.99 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➡ Pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Espacement des barres (Art A.8.2.42/ BAEL 91) :**

➤ **Armature principale :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{ 3h; 33 \} = 33 \text{ cm} \quad \text{➡ Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{ 4h; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \quad \text{➡ Condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement (Art A.6.1.22 / BAEL91) :**

$$\text{On a: } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.32 \text{ cm} \quad \text{on opte : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; les armatures doivent comportées des crochets la longueur de scellement mesurée hors crochet « L_C » est : $0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } L_C = 18 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art 5.3.313/BAEL91) :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : ($a=0.9b$: qui est la longueur de l'appui)

$$V_u = 16.12 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 0.4 \times 1000 \times (0.9 \times 120) \times \frac{25}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.12 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 720 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :**

$$A_s > \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 16.12 \text{ KN}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{16.12 \times 10}{400 / 1.15} = 0.46 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

F) Vérification à L'ELS :

❖ Calcul du moment sollicité :

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{8.99 \times 1.10^2}{2} + 1.62 \times 1.10$$

$$M_s = 7.22 \text{ KN.m}$$

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

• La contrainte dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667 \text{ MPA} ; 201.63 \text{ MPA} \} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.379 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.905 \quad \rightarrow \quad K_1 = 37.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.22 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 147.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 147.09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$



Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

• Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.22 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 147.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{147.09}{37.63} = 3.9 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :**

• **Vérification de la flèche :**

- $h/l = 15/110 = 0.136 \geq 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.
- $h/l = 15/110 = 0.136 \geq M_{st}/10M_0 = 7.22/10 \times 10.07 = 0.072 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.
- $A/b.d = 4.52/100 \times 12 = 0.0038 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \dots \dots$ Condition Vérifiée.

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

III.3. La salle machine :

1. Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimension (2.10x1.94) (m²) appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

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.

2. Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm}$$

Selon le règlement de RPA99 version 2003:

$$h_t \geq 15 \text{ cm}$$

On opte : **h_t=15cm**

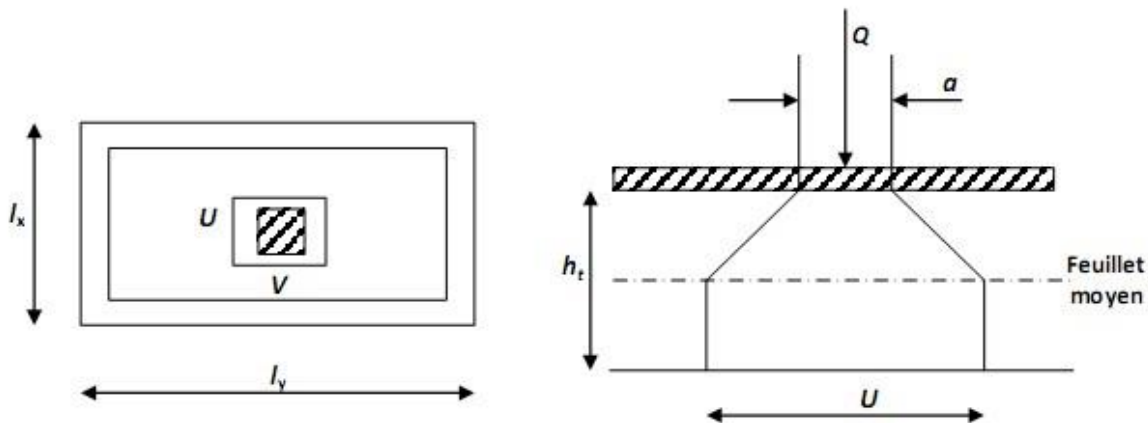


Figure III.3.1 : Schéma statique de la salle machine

3. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.94}{2.10} = 0.92$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Moment dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime : $\nu = 0$ (ELU)

$$\rho_x = 0,92 \longrightarrow \mu_x = 0,0438 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,819$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35(3.75) + 1,5(1) = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux1} = 0.0438 \times (6,562) \times (1,94)^2 = 1.081 \text{ KN. m}$$

$$M_{uy1} = 0.819 \times 1.081 = 0.886 \text{ KN. m}$$

Etat limite de service : $\nu = 0,2$ (ELS)

$$\rho_x = 0,92 \quad \mu_x = 0,0510 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,875$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx1} = 0,0510 \times (4,75) \times (1,94)^2 = 0,911 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy1} = 0,875 \times 0,911 = 0,798 \text{ KN. m}$$

❖ Calcul des moments :

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

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) \quad \text{Avec } \nu: \text{ coefficient de poisson}$$

M_1, M_2 Coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ , et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V coté du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

Avec ξ : Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\rightarrow \xi=1$

e_0 : Épaisseur du revêtement $e_0 = 5 \text{ cm}$

h_0 : Épaisseur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Coté du rectangle sur lequel la charge P .

➤ Application numérique :

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.94} = 0.54$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.10} = 0.50$$

A l'aide de tableau de **PIGEAUD** :

Pour $\rho = 0,92$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.54 \\ \frac{V}{L_y} = 0.50 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} M'_1 = 0.100 \\ M'_2 = 0.080 \end{array} \right.$$

✚ **Etat limite ultime (ELU) : $v=0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,100 = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,080 = 9.72 \text{ KN.m}$$

✚ **Etat limite ultime (ELS) : $v=0,2$**

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s(M_1 + vM_2) = 90 (0,100 + 0,2 \times 0,08) = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s(vM_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,100 + 0,08) = 9 \text{ KN.m}$$

✚ **Superposition des moments :**

- **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.081 + 12.15 = 13.231 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.886 + 9.72 = 10.606 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.911 + 10.44 = 11.351 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.798 + 9 = 9.80 \text{ KN.m}$$

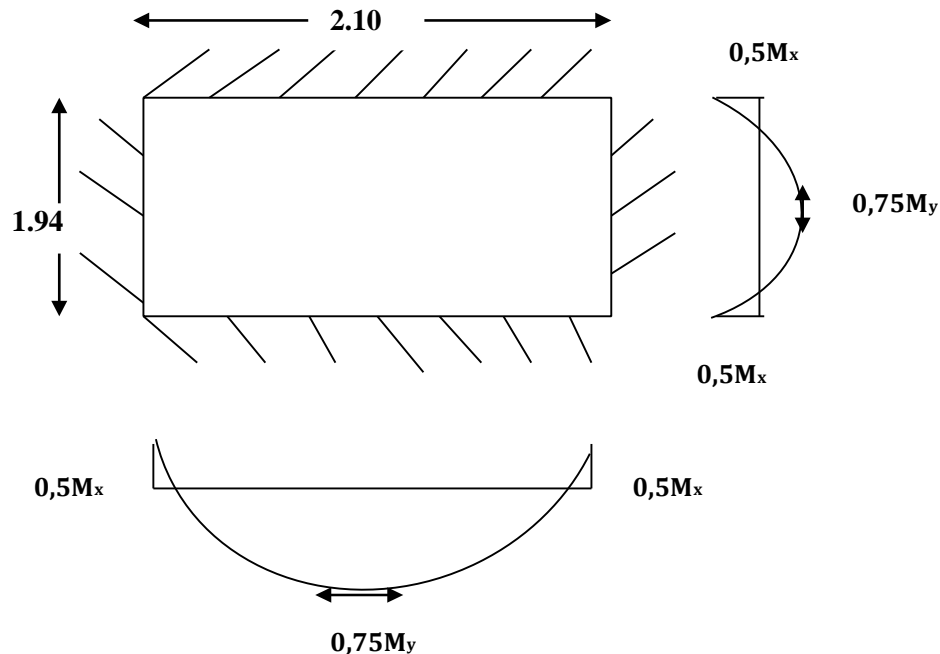


Figure (III.3.2) : Distribution des moments sur le panneau.

➤ **Dans le sens x-x :**

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

-Aux appuis : $M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 13.231 = 6.615 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_x^t = 0.75M_x = 0.75 \times 13.231 = 9.923 \text{ KN.m}$

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{6.615 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_a = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_a = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{6.615 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 8 = 2.51 cm²** ; **S_t = 20 cm**

-En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_t = \frac{9.923 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.050$$

$\mu_a = 0.050 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_a = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$

$$A_a = \frac{9.923 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 10 = 3.92 cm²** ; **S_t = 20 cm**

➤ Dans le sens y-y :

-Aux appuis : $M_y^a = 0.5M_y = 0.5 \times 10.606 = 5.303 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_y^t = 0.75M_y = 0.75 \times 10.606 = 7.95 \text{ KN.m}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{5.303 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_a = 0.026 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{5.303 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 1.287 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 8 = 2.51 cm²** ; **S_t = 20 cm**

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_t = \frac{7.95 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_a = 0.038 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{7.95 \times 10^3}{0.981 \times 12 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 10 = 3.92 cm²** ; **S_t = 20 cm**

Conclusion :**Tableau III.3.1 : Ferrailage de la salle machine**

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X -X	9.923	0.050	0.974	2.44	5HA10 =3.92cm ²	20 cm
Aux appuis	X-X	6.615	0.032	0.984	1.60	5HA8= 2.51 cm ²	20 cm
En travée	Y-Y	7.95	0.038	0.981	1.94	5HA10= 3.92cm ²	20 cm
Aux appuis	Y-Y	5.303	0.026	0.987	1.287	5HA8= 2.51cm ²	20 cm

4. Vérifications:**1. Vérification à d'état limite ultime (ELU):****a. Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Direction perpendiculaire :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi_{max} = 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.CBA 93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

✚ Armatures parallèles au petit côté : (sens x-x)

$$A_{\min x} \geq \rho_0 b \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0,8 \%$

$$A_{\min x} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{194}{210} \right) = 1.25 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Armatures parallèles au grand côté : (sens y-y)

$$A_{\min y} \geq \rho_0 b h_t$$

$$A_{\min y} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min y} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{p}{3 \times v} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{p}{2u \times v} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05 + 1.05)} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.321 \text{ MPA}$$

$$0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.321 \text{ MPA} \leq 1.16 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e. Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'E L U.

h : Epaisseur total de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4200 \times 1500 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

• les moments :

Le sens x-x

-Aux appuis : $M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 11.35 = 5.675 \text{ KN. m}$

-En travée : $M_x^t = 0.75M_x = 0.75 \times 11.35 = 8.512 \text{ KN. m}$

Le sens y-y

-Aux appuis : $M_y^a = 0.5M_Y = 0.5 \times 9.80 = 4.9 \text{ KN. m}$

-En travée : $M_y^t = 0.75M_Y = 0.75 \times 9.80 = 7.35 \text{ KN. m}$

a. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

• Le sens x-x :

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326$$

$$\beta_1 = 0.910 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.512 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 198.84 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 198.84 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209$$

$$\beta_1 = 0.926 \quad \rightarrow \quad K_1 = 52.57$$

$$\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.675 \times 10^3}{0.926 \times 12 \times 2.51} = 204.13 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 204.13 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Le sens y-y :

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326$$

$$\beta_1 = 0.910 \quad \rightarrow \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.35 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 171.70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 171.70 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209$$

$$\beta_1 = 0.926 \quad \rightarrow \quad K_1 = 52.57$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.9 \times 10^3}{0.926 \times 12 \times 2.51} = 175.68 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 175.68 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- Le sens x-x :

Travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{198.84}{40.56} = 4.90 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{204.13}{52.57} = 3.88 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Le sens y-y :

Travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{171.70}{40.56} = 4.233 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appui:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{175.68}{52.57} = 3.341 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \frac{15}{1.94} = 0.077 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{15}{1.94} = 0.077 \geq \frac{11.351}{20 \times 12.83} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_x}{b.d} \geq \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Les conditions précédentes étant vérifiées le calcul de la flèche ne sont pas nécessaires.

Conclusion :

Le ferrailage de la salle machine se fera comme suite :

- Sens x-x :

Travée : 5 HA10 avec un espacement de 20 cm

Appuis : 5 HA 8 avec un espacement de 20 cm

- Sens y-y :

Travée : 5 HA10 avec un espacement de 20 cm

Appuis : 5HA8 avec un espacement de 20 cm

III.4.1 : L'escalier :

1. définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet d'accéder d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place, on a un seul type d'escalier, ce type comporte deux volées et un palier intermédiaire.

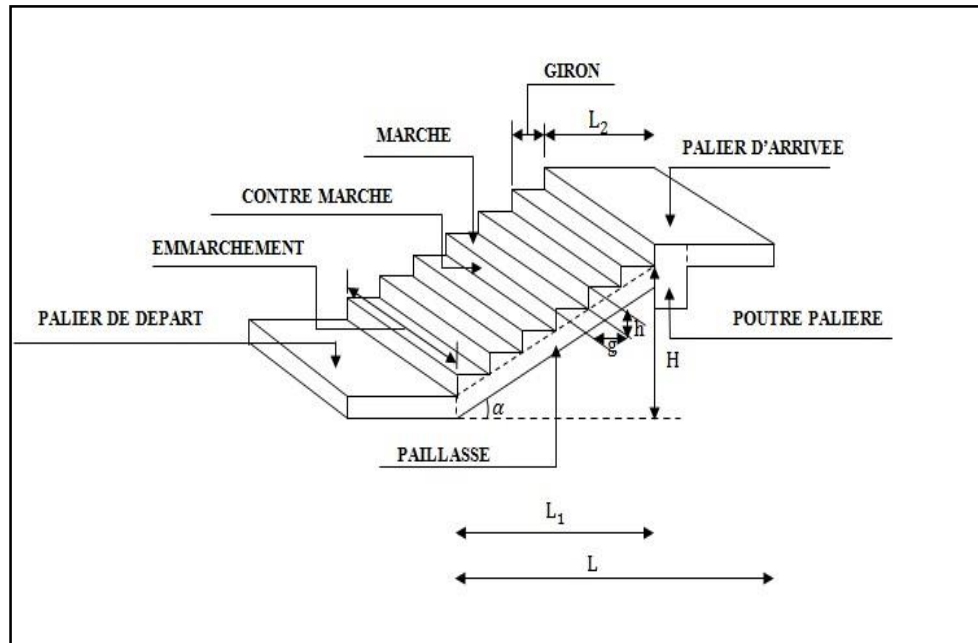


Figure III.4.1 : Constituant d'un escalier.

2. Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la formule BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur le plan :

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

Avec : **h** : hauteur de la contre marche, avec $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g: largeur de la marche , avec $28\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L_1}{m}$$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h = 17\text{cm}$

n : Nombre de contre marche.

$m = n - 1$: Nombre de marche pour une volée.

H : Hauteur d'une volée.

$$H = \frac{2.89}{2} = 1.45\text{m}. \rightarrow \text{Soit deux volées de } 1.45\text{m de hauteur.}$$

❖ **Calcul du nombre de contre marches :**

Soit : $h=17\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{145}{17} = 8.52 \rightarrow \text{soit } n = 9 \text{ contre marche}$$

❖ **Calcul du nombre de marches :**

Soit $n=9$

$$m = (n - 1) = 9 - 1 = 8 \rightarrow \text{soit } m = 9 \text{ marches.}$$

❖ **Calcul de la hauteur du giron :**

D'après la loi de BLONDEL :

$$28\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{224}{8} = 28\text{cm}$$

$$\rightarrow g = 28\text{cm}$$

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

$$2h + g = 2 \times 17 + 28 = 62\text{cm}$$

$59 \text{ cm} \leq 2h+g=62\text{cm} \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow$ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

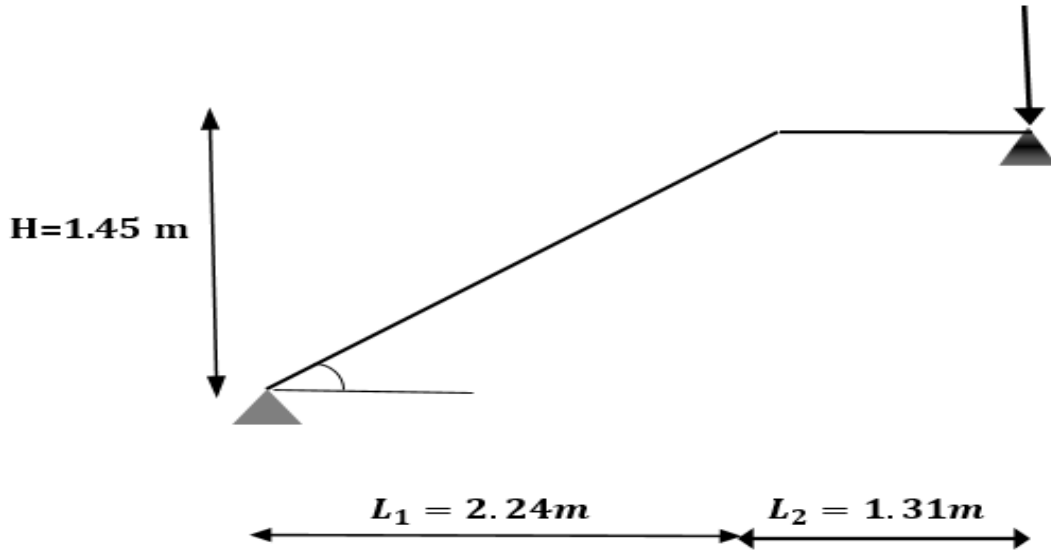


Figure III.4.2 : Schéma de l'escalier.

❖ La paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) doit vérifier la condition suivante :

$$L/30 \leq ep \leq L/20$$

Avec :

L : longueur réelle du palier et de la paillasse.

$$L = L' + L_2$$

$$\text{Avec : } L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{145}{224} = 0.6473 \rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

$$\rightarrow \cos \alpha = 0.839$$

$$\text{donc } L' = \frac{224}{0.839} = 266.98 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } L = L' + L_2 = 266.98 + 131 = 397.98 \text{ cm}$$

$$\text{l'épaisseur de la paillasse est : } \frac{397.98}{30} \leq ep \leq \frac{397.98}{20}$$

$$13.266 \leq ep \leq 19.899 \rightarrow \text{on prend } ep = 15 \text{ cm}$$

❖ **Le palier :**

on prend la même épaisseur pour le palier $e_{palier} = 15 \text{ cm}$

4. Détermination des charges et surcharge :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément repartis sur la paillasse, le calcul se fera pour 1m d'embranchement et une bonde de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanentes :**Palier :****Tableau III.4.1 : Charge permanent du palier**

Eléments	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton	0.15	25	3.75
G total			5.65 KN/m²

Volée :**Tableau III.4.2: Charge permanent de la volée**

Eléments	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.03	18	0.54
Marches	$0.17/2=0.085$	25	2.125
Garde-corps	/	/	0.2
Paillasse	$0.15/\cos(32.92)$	25	4.467
G total			8.692 KN/m²

b) Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

c) Combinaison des charges et surcharges :

$$1/ \text{ELU} : \quad q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Le palier} : \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 2.5 = 11.37 \text{ KN/m}$$

$$\text{La volée} : \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.692 + 1.5 \times 2.5 = 15.48 \text{ KN/m}$$

$$2/ \text{ELS} : \quad q_s = G + Q$$

$$\text{Le palier} : \quad q_s = G + Q = 5.65 + 2.5 = 8.15 \text{ KN/m}$$

$$\text{La volée} : \quad q_s = G + Q = 8.692 + 2.5 = 11.192 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mur extérieur} : \quad P_{um} = 1.35 \times G_{mur} \times h_{étage} \times 1 = 1.35 \times 2.36 \times 2.89 \times 1 = 9.20 \text{ KN}$$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

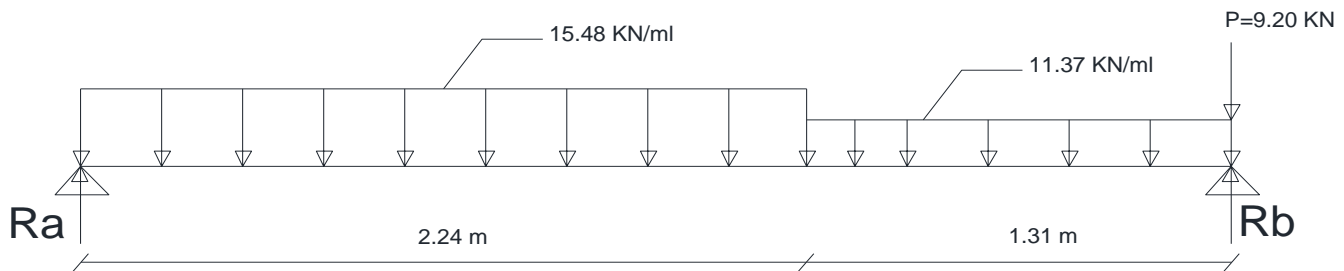


Figure (III.4.3) : Schéma statique du chargement à l'ELU

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = (15.48 \times 2.24) + (11.37 \times 1.31) = 58.77 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow -R_B \times (1.31 + 2.24) + 11.37 \times 1.31 \times \left(\frac{1.31}{2} + 2.24\right) + 15.48 \times 2.24 \times \left(\frac{2.24}{2}\right) + 9.2 \times 3.55 = 0$$

$$R_B \times 3.55 = 114.616 \text{ KN}$$

$$R_B = 32.29 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times (1.31 + 2.24) - 15.48 \times 2.24 \times \left(\frac{2.24}{2} + 1.31\right) - 11.37 \times 1.31 \times \left(\frac{1.31}{2}\right) = 0$$

$$R_A \times 3.55 = 84.26 + 9.756$$

$$R_A = 26.48 \text{ KN}$$

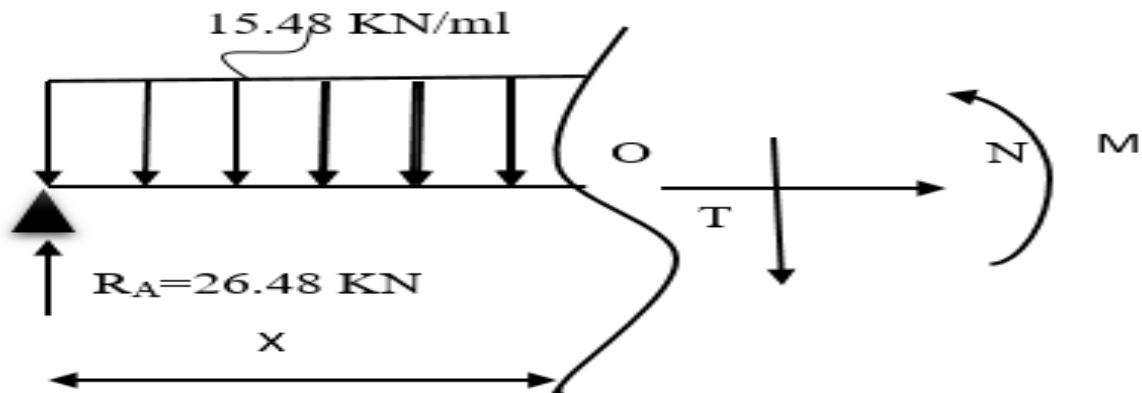
Vérification :

$$R_A + R_B = 32.29 + 26.48 = 58.77 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 26.48 \text{ KN.} \\ R_B = 32.29 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

- **1^{er} trançon:** $0 \leq x \leq 2.24\text{m}$



❖ **Efforts tranchans :**

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = -15.48x + 26.48$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} x = 0 & \rightarrow T(x = 0) = 26.48 \text{ KN} \\ x = 2.24\text{m} & \rightarrow T(x = 2.24\text{m}) = -8.20\text{KN} \end{array} \right.$$

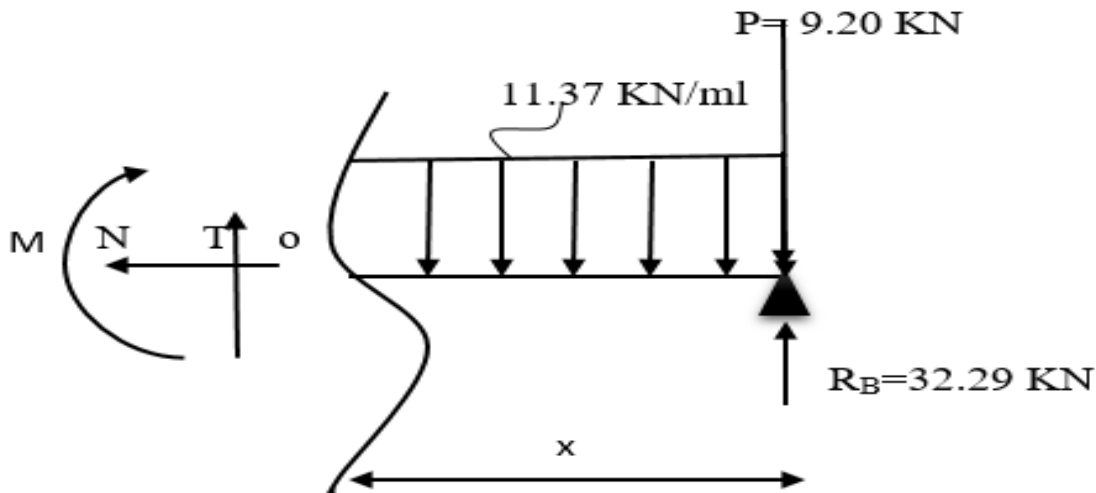
❖ Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0$$

$$M(x) = 26.48x - 7.74 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \rightarrow \quad M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.24\text{m} \quad \rightarrow \quad M(x = 2.24\text{m}) = 20.49\text{KN.} \end{array} \right.$$

• 2^{er} trançon: $0 \leq x \leq 1.31\text{m}$



❖ Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = 11.37x + 9.20 - 32.29$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \rightarrow \quad T(x = 0) = -23.09 \text{ KN} \\ x = 1.31\text{m} \quad \rightarrow \quad T(x = 1.31\text{m}) = -8.20\text{KN} \end{array} \right.$$

❖ Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0$$

$$M(x) = -5.685 x^2 + 23.09x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \rightarrow \quad M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.31\text{m} \quad \rightarrow \quad M(x = 1.31\text{m}) = 20.49\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau (III.4.3): Résumé de tous les résultats obtenus

Tronçons	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.24	0	26.48	0
	2.24	-8.20	20.49
1.50 ≤ x ≤ 3.9	0	-23.09	0
	1.31	-8.20	20.49

Calcul de M_{max} :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad -15.48x + 26.48 = T = 0$$

$$T(x) = -15.48x + 26.48 = 0$$

$$x = 1.71m$$

$$M(x) = 26.48x - 7.74x^2$$

$$M(x = 1.71m) = 26.48 \times 1.71 - 7.74 \times (1.71)^2$$

$$M_{max} = M(x = 1.71m) = 22.65 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments, les moments max en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement

Aux appuis : $M_{appuis}^u = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 22.65 = -6.79 \text{ KN.m}$

Aux travées : $M_{travée}^u = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 22.65 = 19.25 \text{ KN.m}$

❖ Diagramme des efforts interne à l'ELU :

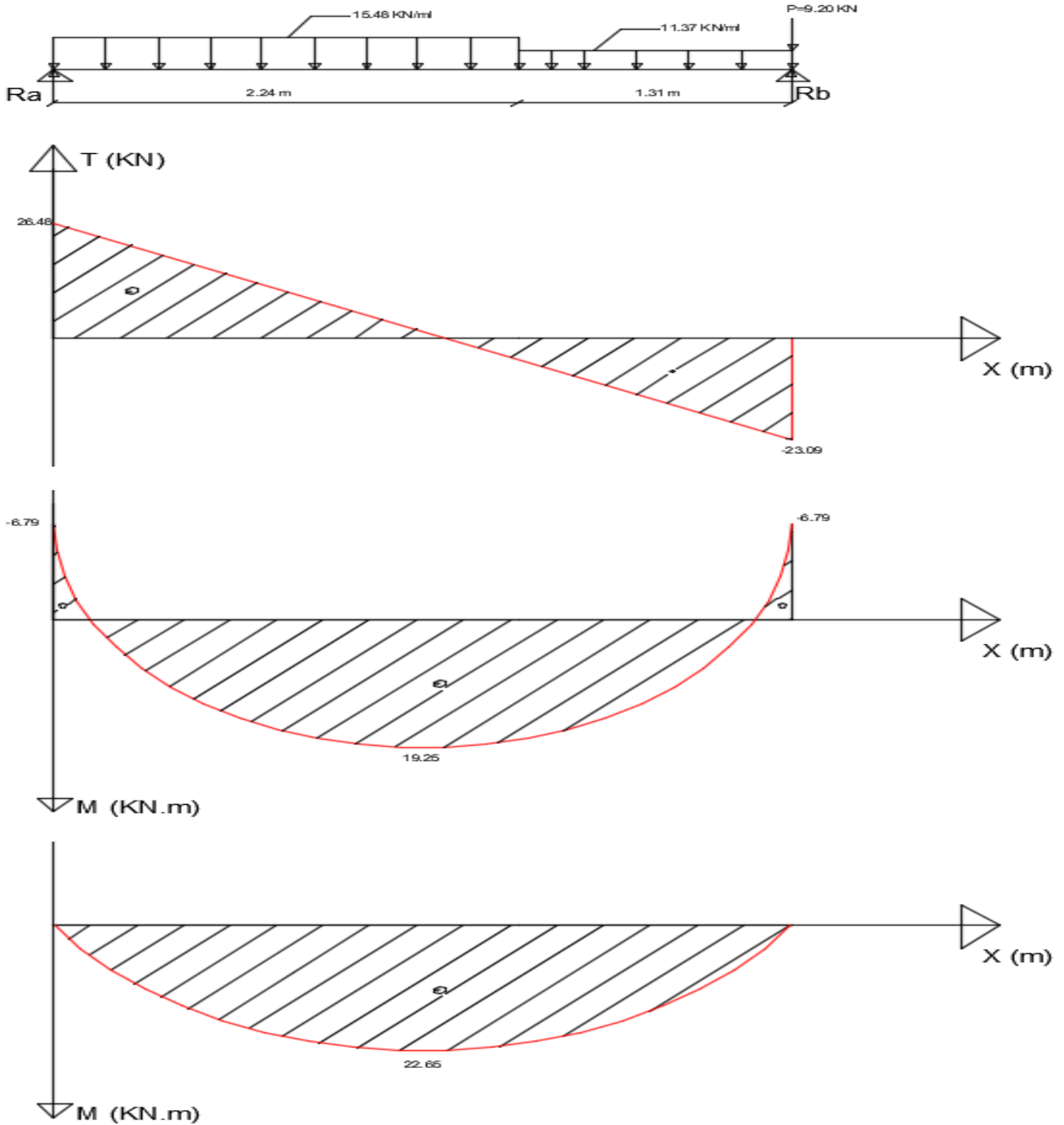


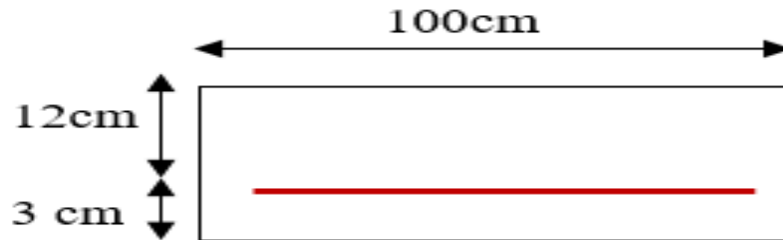
Figure (III.4.4) : Diagrammes des efforts interne à l'ELU

6. Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ Aux appuis :

$$M_a = -6.79 \text{ KN.m}$$



Armature principale :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e 400 \rightarrow \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 0 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right. \rightarrow \text{Situation durable}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.79 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu_a = 0.033 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.79 \times 10^3}{0.983 \times 12 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st} = 1.65 \text{ cm}^2$ \longrightarrow **5HA10=3.92cm²/ml**

\longrightarrow **S_t=20cm.**

❖ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01 cm²** **S_t=25cm**

➤ Aux travées :

$$M_a = 19.25 \text{ KN.m}$$

❖ Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu_a = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.094 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.951$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.25 \times 10^3}{0.951 \times 12 \times 348} = 4.847 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st} = 4.874 \text{ cm}^2$ \longrightarrow **5HA12=5.65cm²/ml**

\longrightarrow **S_t=20cm**

❖ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²** **S_t=25cm**

7. La vérification à L'ELU :**a / Espacement des armatures (BAEL 91 Art .8.2.4.2) :****❖ Armature principale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(45cm ; 33cm) = 33cm \quad \text{Avec} \quad h = 15cm$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20cm \leq 33cm \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \\ \text{Aux travées : } S_t = 20cm \leq 33cm \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm ; 45cm) = 45cm \quad \text{Avec} \quad h = 15cm$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25cm \leq 45cm \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \\ \text{Aux travées : } S_t = 25cm \leq 45cm \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \end{array} \right.$$

b/ condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1)

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,449cm^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1MPa$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3,92cm^2 > A_{min} = 1,449cm^2 \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \\ \text{Aux travées : } A_t = 5,65cm^2 > A_{min} = 1,449cm^2 \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée} \end{array} \right.$$

C/ vérification à l'effort tranchant (contraint de cisaillement) (BAEL 91/Art A.5.22) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{max} = 26,48KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{26,48 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,220MPa$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5MPa \right\} = \min \{ 3,33MPa ; 5MPa \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,220MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

d/ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton (BAEL 91/Art 5.1.313) :**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a=0,9d=0,9 \times 12 = 10,8cm$

$$T_u \leq 0,4 \times 100 \times 10,8 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 720KN$$

$$T_u = 26,48KN < 720KN \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91 /Art 5.1.3) :**

$$A_{st \min} \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\frac{26,48 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,76cm^2$$

$$A_{st \min} = 5,65cm^2 \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 0,76cm^2 \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

e/ vérification de l'adhérence d'entrainement des barres (BAEL 91/ Art A6.1 .3) :

il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i: \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,48 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinal.

f/ Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art A6.1.2.1) :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 modifier 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 17 \text{ cm}$$

8. Calcul des efforts interne à L'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM

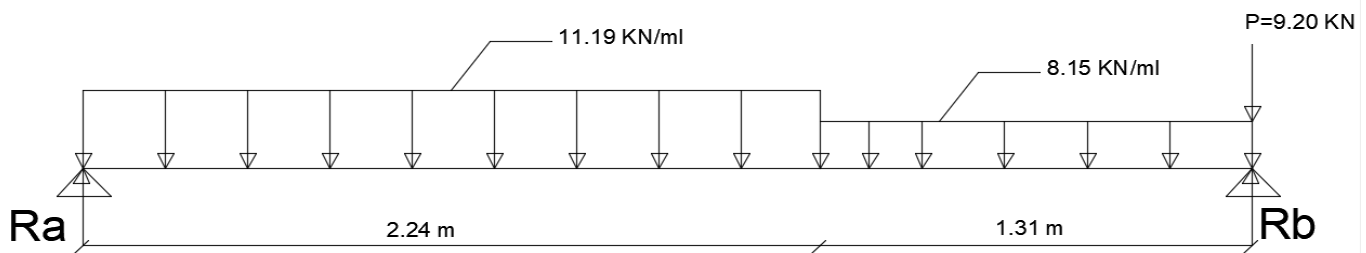


Figure (III.4.5) : Schéma statique du chargement à l'ELS

❖ **Combinaison de charges**

Palier : $q_s = G + Q = 5,65 + 2,5 = 8,15 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = G + Q = 8,692 + 2,5 = 11,19 \text{ KN/ml}$

• **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (11,19 \times 2,24) + (8,15 \times 1,31) + 9,20$$

$$R_A + R_B = 44,94 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -R_B(2,24 + 1,31) + 8,15 \times 1,31 \times \left(\frac{1,31}{2} + 2,24\right) + 11,19 \times 2,24 \times \left(\frac{2,24}{2}\right) + 9,20 \times 3,55 = 0$$

$$R_B \times 3,55 = 30,91 + 28,07 + 32,66$$

$$R_B = 25,81 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times 3,55 - (11,19 \times 2,24 \times (\frac{2,24}{2} + 1,31)) - (8,15 \times 1,31 \times \frac{1,31}{2}) = 0$$

$$R_A \times 3,55 = 60,91 + 6,99$$

$$R_A = 19,13 \text{ KN}$$

Vérification :

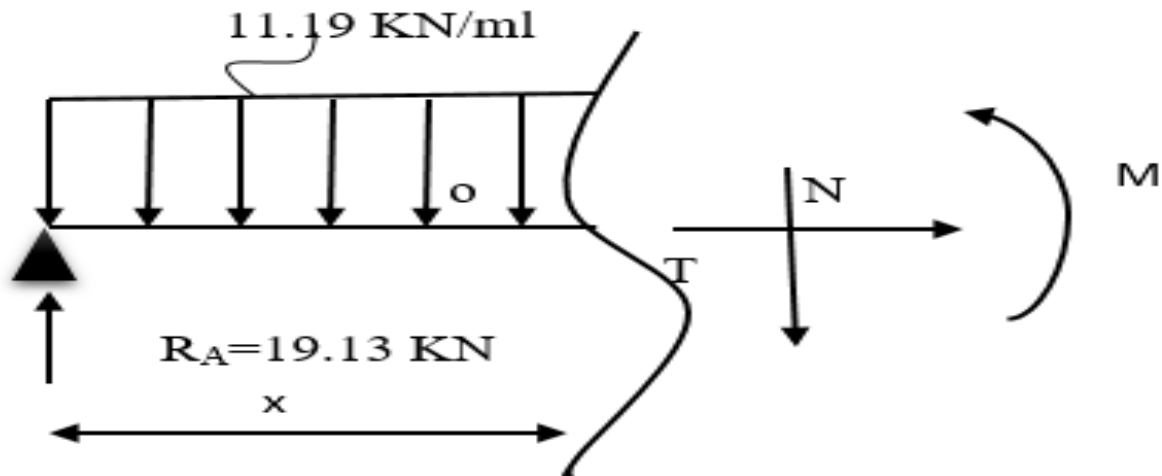
$$R_A + R_B = 25,81 + 19,13 = 44,94 \dots \dots \dots \text{Condition. Vérifiée}$$

$$R_A = 19,13 \text{ KN}$$

$$R_B = 25,81 \text{ KN}$$

• **Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :**

• **1^{er} tronçon:** $0 \leq x \leq 2,24$



❖ **Efforts tranchants :**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow -T(x) + R_A - 11,19 \cdot x = 0$$

$$T(x) = R_A - 11,19x$$

$$T(x) = -11,19x + 19,13$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \quad \rightarrow T(0) = 19,13 \text{ KN} \\ X=2,24 \text{ m} \quad \rightarrow T(2,24) = -5,93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$R_A = 19.13 \text{ KN}$$

❖ Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \quad M(x) + 11,19 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - R_A \cdot x = 0$$

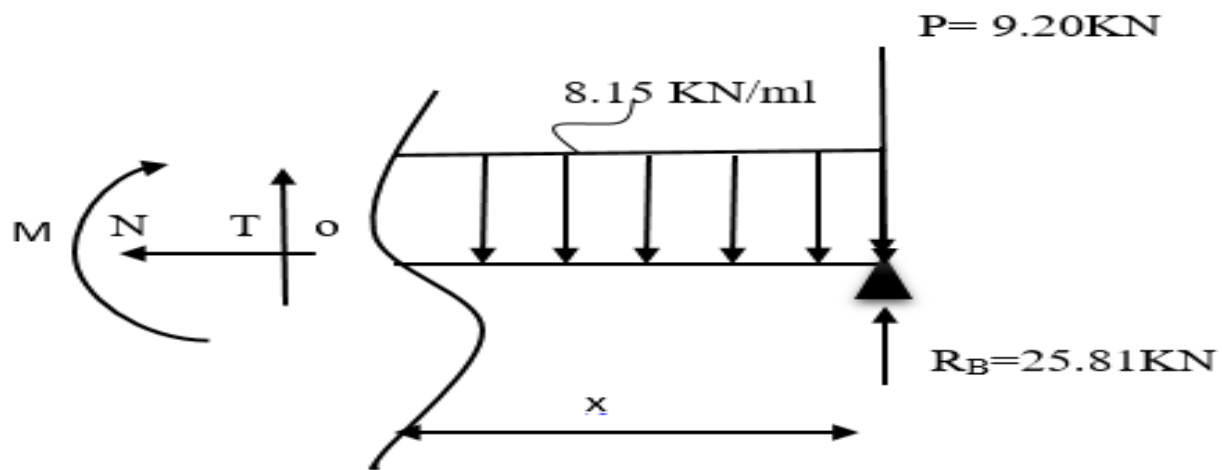
$$M(x) = -11,19 \cdot \frac{x^2}{2} + 19,13x$$

$$M(x) = -5,595x^2 + 19,13x$$

$$\begin{cases} X=0 & \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X=2,24 \text{ m} & \rightarrow M(2,24) = 14,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• 2^{eme} trançon:

$$0 \leq x \leq 1,31 \text{ m}$$



❖ Effort tranchant :

$$T(x) + R_B - 8,15x - P = 0$$

$$T(x) = 8,15x - 25,81 + 9,20$$

$$T(x) = 8,15x - 16,61$$

$$\begin{cases} X=0 & \rightarrow T(0) = -16,61 \text{ KN} \\ X=1,31 \text{ m} & \rightarrow T(1,31 \text{ m}) = -5,93 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \quad -M(x) - (8,15 \cdot x \cdot \frac{x^2}{2}) + 25,81 \cdot x - Px = 0$$

$$M(x) = -4,075x^2 + 25,81x - 9,20x$$

$$M(x) = -4,075x^2 + 16,61x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \quad \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X=1,31 \text{ m} \quad \rightarrow M(1,31) = 14,77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du moment max :**

$$M(x) = -11,19 \cdot \frac{x^2}{2} + 19,13x$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad -11,19x + 19,13 = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{19,13}{11,19} = 1,71 \text{ m}$$

$$X = 1,71 \text{ m}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur $x = 1,71 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_{max} = -11,19x \times \frac{1,71^2}{2} + 19,13 \times 1,71$$

$$M_{max} = 16,36 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments max en travée et aux appuis seront affectés de 0,85 et de 0,3 respectivement.

$$\text{Aux appuis : } M_{appuis}^u = -0,3M_{max} = -4,91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux travées : } M_{travée}^u = 0,85M_{max} = 13,91 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts interne à L'ELS :

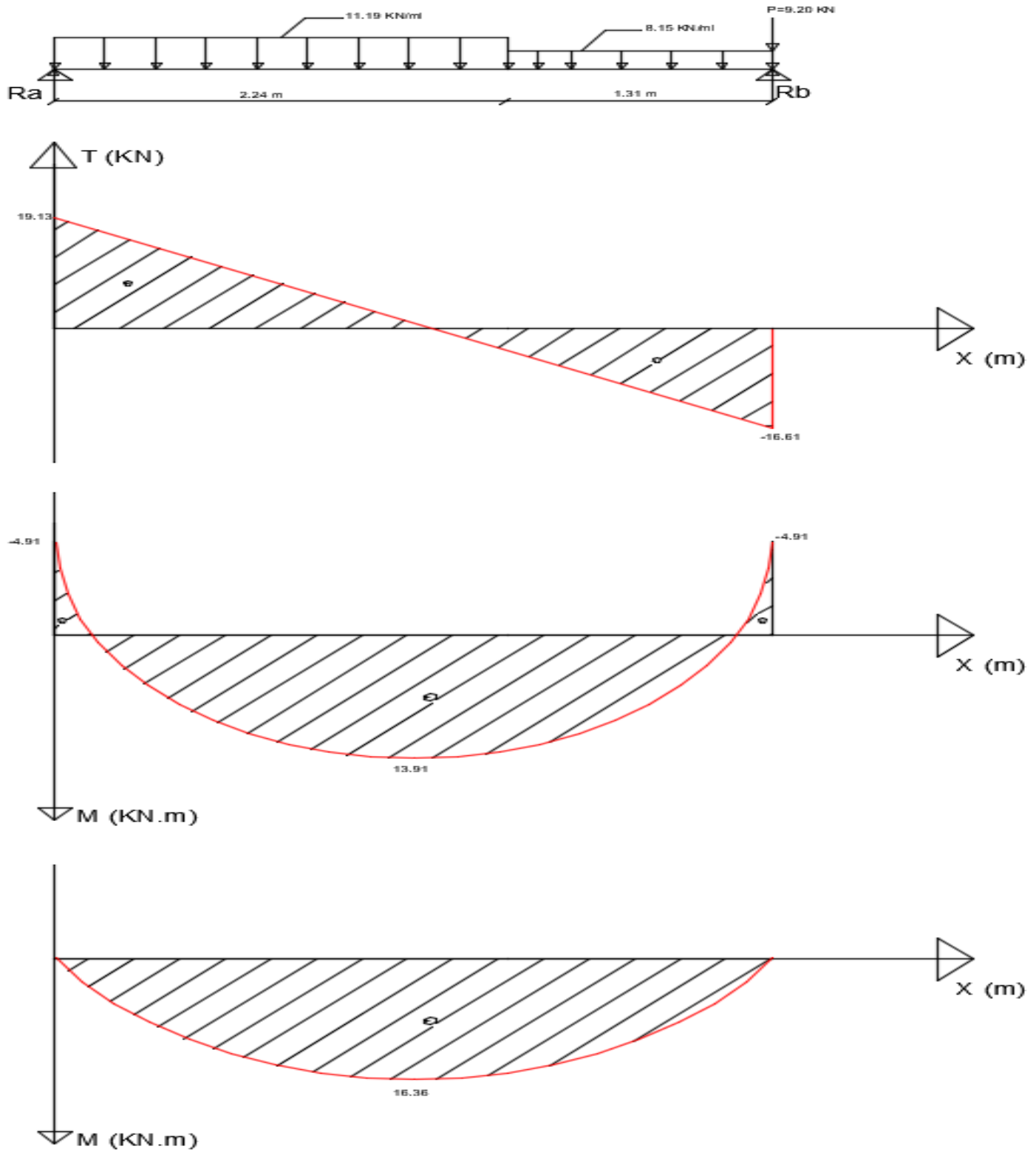


Figure (III.4.6) : Diagrammes des efforts interne à l'ELS

9) Vérification à L'ELS :

a/ Vérification des contraintes dans le béton :

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,326$$

$$\rho_1 = 0,326 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,910 \quad K_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{4,91 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 3,92} = 114,70 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114,70}{40,56} = 2,83 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,83 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,472$$

$$\rho_1 = 0,472 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,896 \quad K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{13,91 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 228,98 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{228,98}{33,08} = 6,92 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,92 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à L'ELU sont suffisantes.

b / vérification de la flèche (BAEL91/B .6.5.2) :

Selon les règles BAEL 91 le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L : longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification :

$$h=15\text{cm} \quad L = 355\text{cm} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{355} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,06$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

On va vérifier la formule suivant :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0,71\text{cm}$$

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

Avec : $q_s^{max} = 11,19\text{KN/ml}$

E_V : Modul de déformation longitudinal déferée.

$$E_V: 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_V: 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inerte total de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \cdot A_t (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx}: \text{Moment statique de la section homogène.}$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584,75} = 7,74 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \cdot A_t (y_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 5,65 \times (7,26 - 3)^2$$

$$I = 28211,4 + 1538,009 = 29749,409 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,19 \times 3,55^4 \times 10^6}{10818,86 \times 29749,409} = 0,071 \text{ cm}$$

$$f = 0,071 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,71 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suite :

Aux appuis :

Armature principale : $A_p = 5HA10 \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Armature secondaire : $A_r = 4HA8 \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

En travées :

Armature principale : $A_p = 5HA12 \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Armature secondaire : $A_r = 4HA10 \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

III.4.2 : Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids de mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

1. Pré-dimensionnement :

Hauteur :

Sa portée est de 2,90m (entre nu d'appuis)

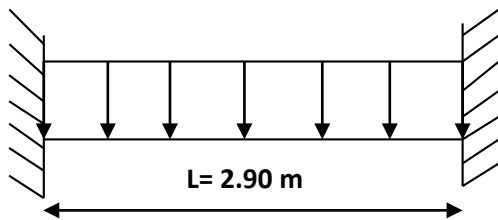


Figure (III.4.2.1) : Schéma statique de la poutre palière.

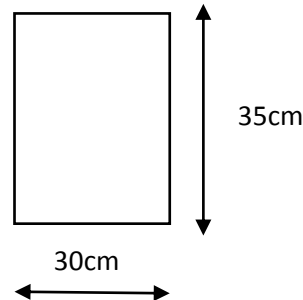


Figure (III.4.2.2) : section de la poutre palière

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec} \quad L: \text{longueur libre entre nu d'appuis}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \quad \mathbf{19,33 \leq h_t \leq 29}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA on prend $\rightarrow b=30 \text{ cm}$

Recommandation de RPA (Art 7 .5.1) :

$$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition.Vérifiée}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition.Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1,2 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \text{Condition.Vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension (\mathbf{bxh}) = **(30X35)**

2. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G_p = \rho \times S_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = R_B = 32,29 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = R_B = 25,81 \text{ KN/ml}$

Poids de mur : $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36 \text{ KN/ml}$

3. Calcul à l'ELU :**1 / Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 1,35(G_p + G_M) + R_u$$

$$q_u = (1,35 \times (2,625 + 2,36)) + 32,29 = 39,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 39,02 \text{ KN/ml}$$

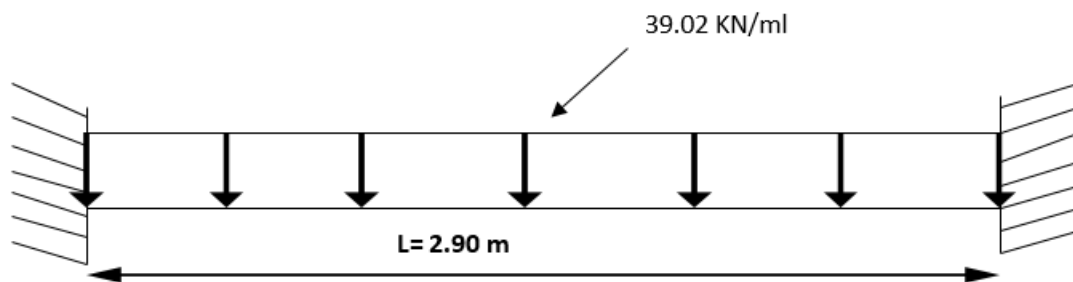


Figure (III-4.2.3) : Schéma statique de la poutre palière

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{39,02 \times 2,90^2}{8} = 41,02 \text{ KN.m}$$

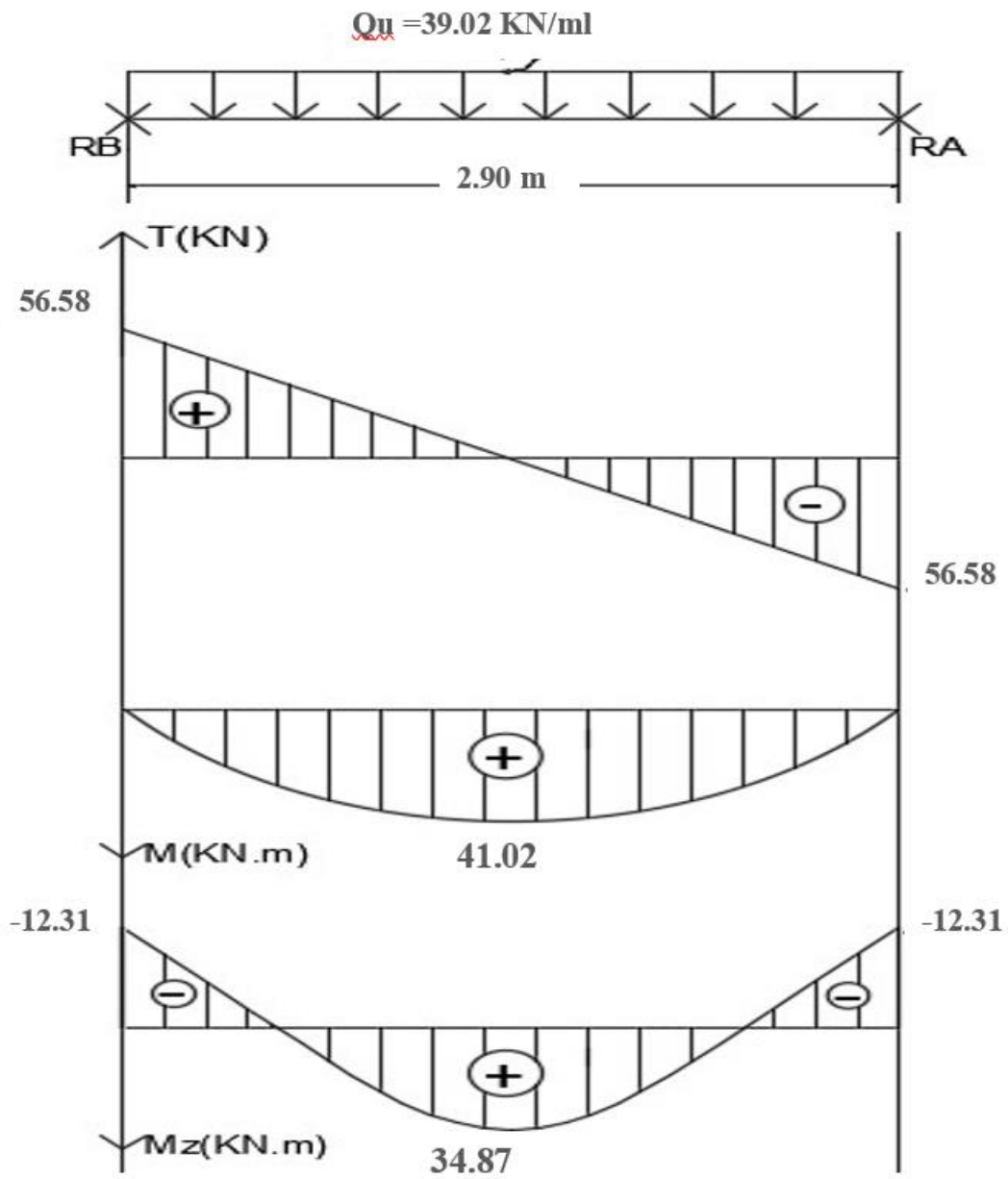
- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{39,02 \times 2,90}{2} = 56,58 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u \text{ ap}} = -0,3M_u = -12,31 \text{ KN.m} \\ M_{u \text{ t}} = 0,85M_u = 34,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2/ Diagramme du moment et de l'effort :



3/ ferrailage :• **En travées :**

$$h = 35\text{cm} ; b = 30\text{cm}$$

$$c = 3\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = h - c \\ d = 35 - 3 \\ d = 32\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.87 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad SSA$$

$$\mu = 0,080 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.87 \times 10^3}{0,958 \times 32 \times 348} = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **Eux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.31 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad SSA$$

$$\mu = 0,028 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 10^3}{0,986 \times 32 \times 348} = 1,121 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

 **Vérification à L'ELU :**
Condition de non fragilité (Art 4.2.1.BAEL) :

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition.Vérifiée}$
- **Aux appuis :** $A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition.Vérifiée}$

✚ Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art .5.1.2.1. BAEL91) :

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

Avec : $T_u = 56.58 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{56.58 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,589 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,589 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

✚ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art .5.1.3.2, BAEL) :

a/ Influence sur les aciers :

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{sa}$$

$$A_u = \frac{56.58 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,625 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,625 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

b/ Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} = 56.58 \text{ KN} \leq \left(0,4 \times 300 \times 0,9 \times 320 \times \frac{25}{1,5}\right) \times 10^{-3} = 576 \text{ KN}$$

\rightarrow Condition. Vérifiée

C / Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9d \cdot \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des armatures .

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{56.58 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 94,2} = 2.085 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Il n'a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset < \min \left\{ \emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 soit la section d'armature transversale :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Ecartement des barres :**

D'après le (RPA 2003 Art 7.5.2.2) l'espacement est donné selon deux zones :

a/ En zone nodale : (rive)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8,75 \text{ cm}; 12 \text{ cm}\} \quad \text{on prend} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

b / zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit:} \quad S_t = 17 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des barres (Art .6.1.22/BAEL91) :**

Ancrage des barres aux appuis :

On a:
$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :
$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{soit :} \quad l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de (BAEL91 modifié 99/Art.6.1,253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA $L = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

❖ Calcul à L'ELS :

• Combinaison des charges :

$$q_s = G + R_s = (2,625 + 2,36) + 25,81 = 30,80 \text{ KN/ml}$$

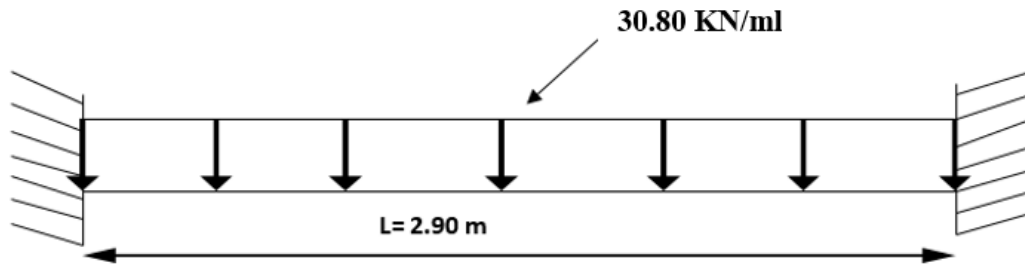


Figure III-15 : Schéma statique de la poutre palière

• Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{30,80 \times 2,90^2}{8} = 32,38 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

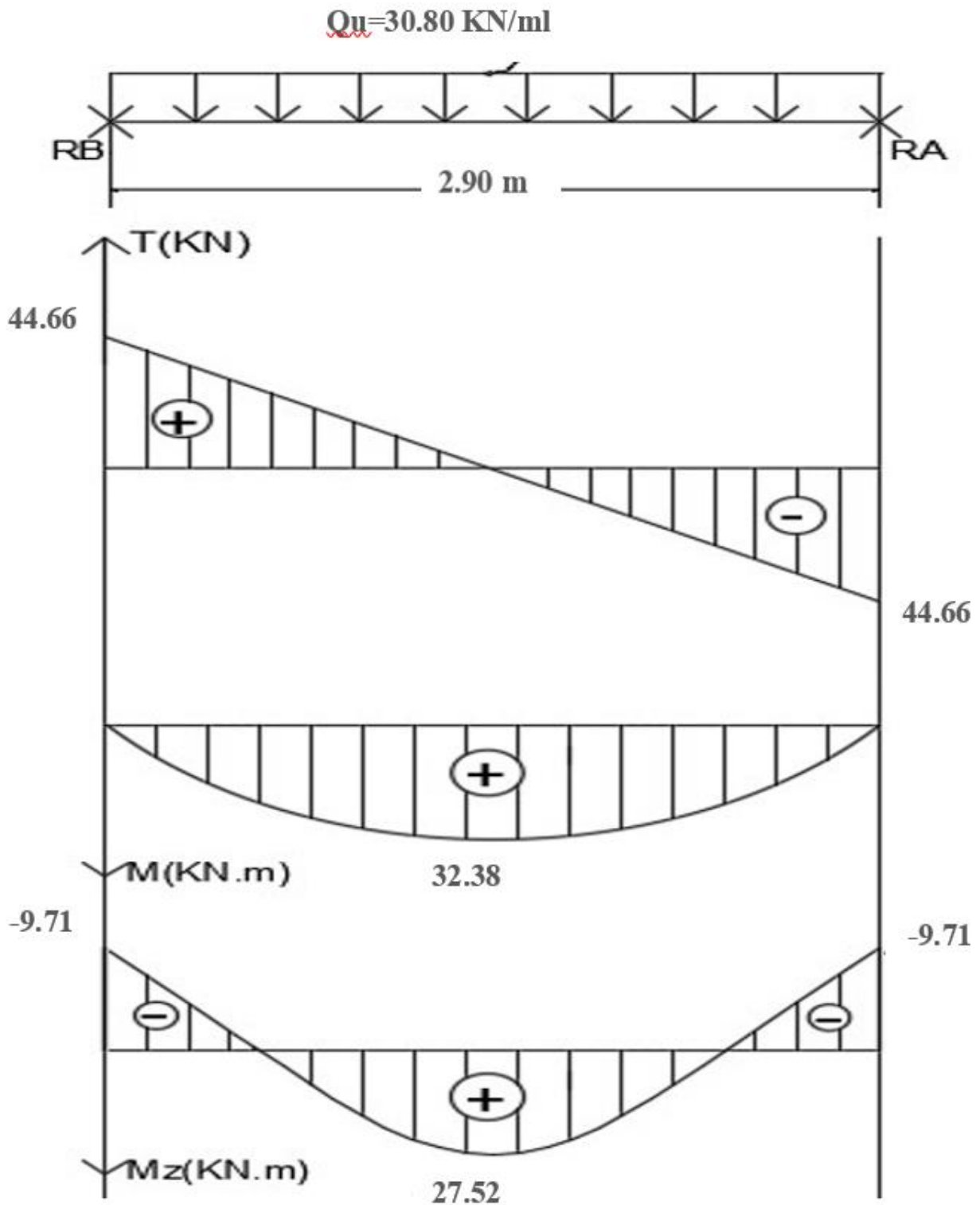
$$T_s = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{30,80 \times 2,90}{2} = 44,66 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

Au appui : $M_{sa} = -0,3M_s = -9,71 \text{ KN.m}$

Au travée : $M_{st} = 0,85M_s = 27,52 \text{ KN.m}$

2/ Diagramme du moment et de l'effort :



❖ **Vérification des contraintes :**• **Etat limite de compression du béton :**

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

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{sa}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 32} = 0,245 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,921 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0,237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1 - 0,237)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{9,71 \times 10^6}{0,921 \times 320 \times 235} = 140,197MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 140,197 = 2,94MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,94MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,353 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,908 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0,276$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,276}{15(1 - 0,276)} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{27,52 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 339} = 279,39MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 279,39 = 6,98MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,98MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivant sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,35}{2,90} = 0,120 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} = 0,120 \geq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{27,52}{10 \times 29,90} = 0,084 \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$
- 3) $\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{3,39}{30 \times 32} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{Condition. Vérifiée}$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu \rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

III. 5. Les planchers :

1) Introduction :

Les planchers sont des éléments plans et horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1. Transmettre les charges aux éléments porteurs.
2. Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux de 16 cm et de la dalle de compression de 4 cm reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de-là petite portée.

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- **Eléments résistants (porteurs) :** poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- **Eléments de remplissage (de coffrage) :** les corps creux en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

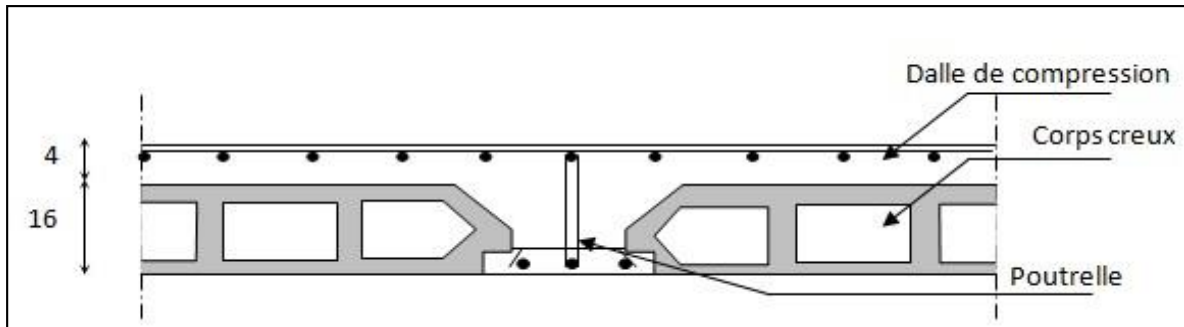


Figure (III.5.1): Coupe du plancher corps creux.

2) Ferrailage de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423) :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

• Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3.

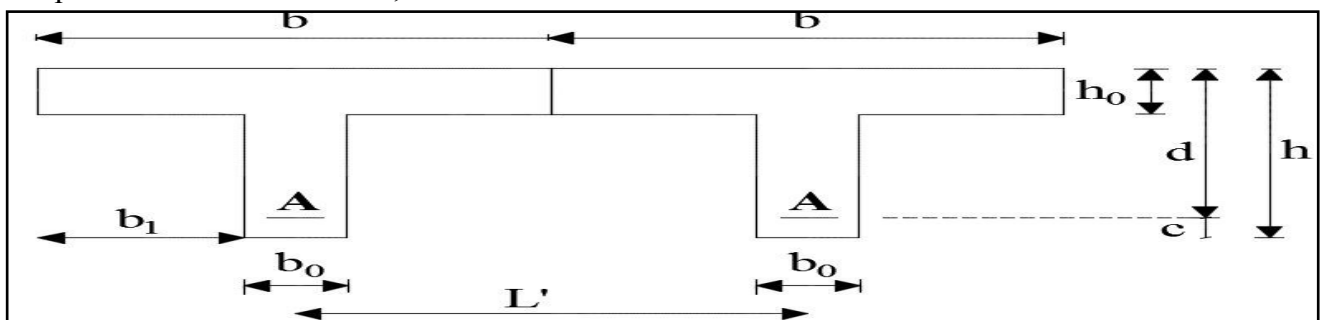


Figure (III.5.2): Surfaces revenant aux poutrelles

Avec :

b : largeur de la dalle de compression **b=2b₁+b₀**

b₀ : largeur de la poutrelle **b₀= 12cm**

h₀ : épaisseur de la dalle de compression **h₀=4cm**

L' : entre axes des poutrelles. **L'= 65cm**

h: hauteur totale de poutrelle. **h=16+4=20cm**

3)Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles compris entre **50cm** et **80cm**, on prend (**L=65cm**).

f_e: Limite d'élasticité de l'acier utilisé (**f_e=520MPa**).

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

Soit **A_⊥ = 575 = 0.98 cm²**. Avec un espacement de **S_t= 20 cm**.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit **A_⊥ = 575 = 0.98 cm²**. Avec un espacement de **S_t= 20 cm**.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension

(5x20x5x20).

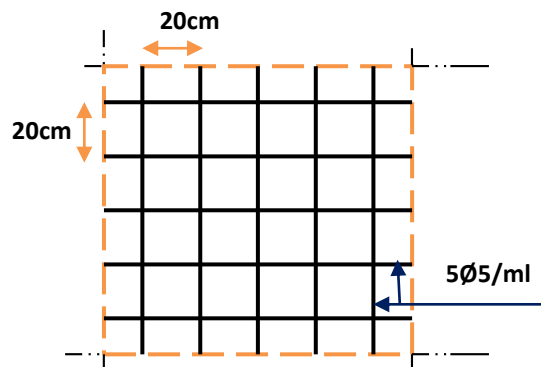


Figure (III.5.3) : Treillis soudés (20x20) cm²

4) Calcul des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 340$ cm)

L' : longueur entre axe des poutrelles ($L' = 65$ cm)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b : La largeur de la dalle de compression $b = 2b_1 + b_0$

($b = 65$ cm).

h : La hauteur de la poutrelle est de $h = 16 + 4$ ($h = 20$ cm).

c : Enrobage ($c = 3$ cm)

d : La hauteur utile ($d = 17$ cm)

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right) \leq \min\left(\frac{L' - b_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right) \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

b) Etude des poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

1-1) Evaluation des charges et surcharges :

• Charge permanente :

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de corps creux :

$$G_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids propre totale :

$$D'où : G = G_p + G_{cc} = 0.62 + 0.12 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

• Charge d'exploitation :

$$\text{Poids de l'ouvrier : } Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

1-2) Combinaison de charges :

➤ à L'ELU :

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

$$\Rightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

1-3) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :

➤ à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.40^2}{8} = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.40}{2} = 4.25 \text{ KN}$$

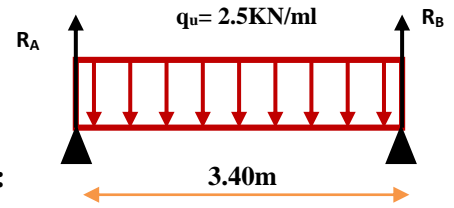


Figure (III.5.4): Schéma statique d'une poutrelle

• Calcul de la section d'armature :

Les dimensions de la section poutrelle sont les suivantes :

$$b = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

b: largeur de la section

$$d = h - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm.}$$

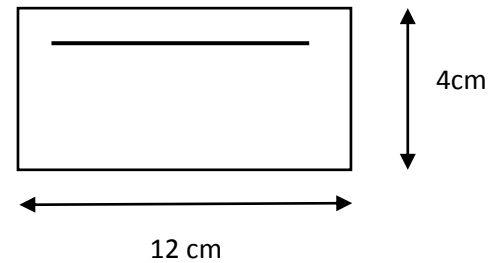
$$M_u = 3.61 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

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

$$\mu = \frac{3.61 \times 10^6}{120 \times (10)^2 \times 14.2} = 21.18$$

$$\mu = 21.18 > \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{(SDA)}$$



Remarque :

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supports les charges d'avant coulage qui lui seront transmises de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaire.

2ème étape : après le coulage de la table de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

- **Charges permanentes et les charges d'exploitation :**

- **Charges permanentes :**

La terrasse : $G=5,83 \times 0,65=3,790 \text{ KN/ml}$

L'étage courant : $G=5,44 \times 0,65=3,536 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation :**

La terrasse : $Q=1,00 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$

L'étage courant : $Q=1,50 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges:**

- **Plancher Etage courant:**

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times (3,536) + 1,5 \times (0,975) = 6,236 \text{ KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3,536 + 0,975 = 4,511$

KN/ml

- **Plancher terrasse :**

A L'ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times (3,790) + 1,5 \times (0,65) = 6,092 \text{ KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3,790 + 0,65 = 4,44 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de l'Etage courant.

5) Etude du plancher Etage courant :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivant :

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

1/ Choix de la méthode : (*Méthode forfaitaire*)

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Condition application : (**B.6.2.2.10 BAEL91/99**)

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 .

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

$$Q = 0,975 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 3,536 = 7,072 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Rightarrow **Condition vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \\ \text{vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \end{array} \right\} \longrightarrow \left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.40}{3.40} = 1 \leq 1.25 \\ \text{Condition} \\ 0.8 \leq \frac{3.40}{3.20} = 1.06 \leq 1.25 \end{array} \right\}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2/ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

3/ Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max}\{1, 05; (1 + 0, 3\alpha)\}M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0, 3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1, 2 + 0, 3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée de rive} \end{array} \right.$$

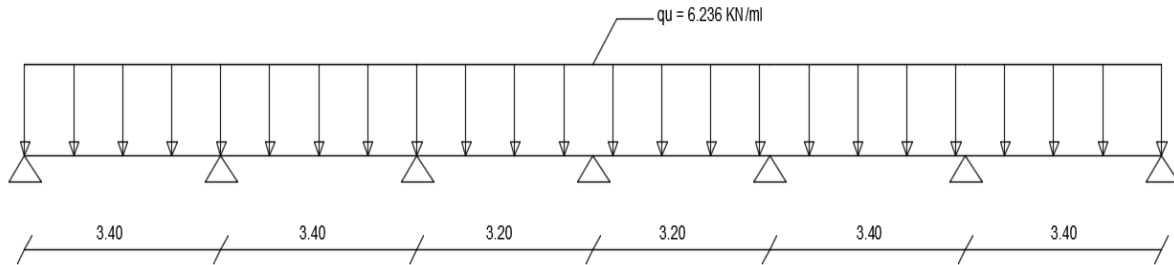
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à 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 appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

4/ Calcul des armatures à l'ELU :

1^{er} cas :

Poutrelle continue sur 7 appuis :



- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.536} = 0.216$$

- Calcul des moments statiques :

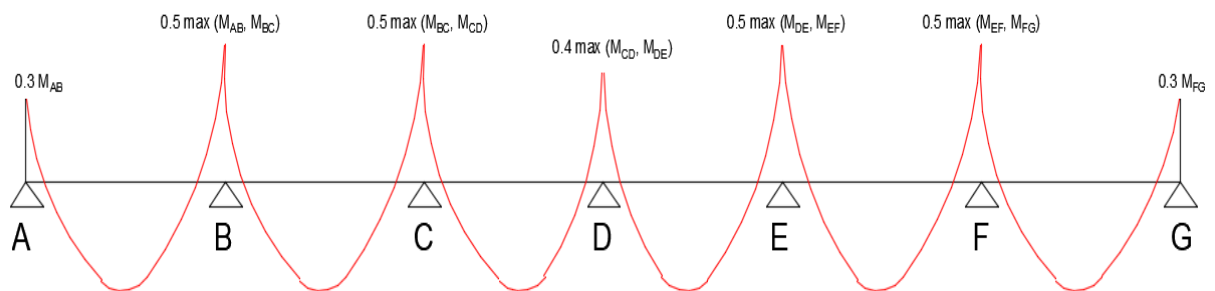


Figure (III.5.5) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

Par la symétrie des travées on calcul :

$$M_{AB} = M_{FG} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.236 \times (3.40)^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = M_{EF} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.236 \times (3.40)^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = M_{DE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.236 \times (3.20)^2}{8} = 7.98 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = M_G = 0.3 M_{AB} = 0.3 \times 9.01 = 2.703 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0.5 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.5 \times 9.01 = 4.505 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0.5 \max(M_{BC}, M_{CD}) = 0.5 \times 9.01 = 4.505 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{CD}, M_{DE}) = 0.4 \times 7.98 = 3.192 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.216) = 1.065$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.632$$

❖ **Etude de la travées AB : (rive)**

- $M_{tAB} \geq \text{Max}[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.065 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tAB} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} = [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 9.01] - \frac{2.703 + 4.505}{2}$$

$$= 5.99 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9.01 = 5.69 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 5.99 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées BC : (intermédiaire)**

- $M_{tBC} \geq \text{Max}[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$

- $M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.065 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tBC} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} = [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 9.01] - \frac{4.505 + 4.505}{2}$$

$$= 5.09 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{BC} = \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9.01 = 4.80 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 5.09 \text{KN.m}$

❖ **Etude de la travées CD : (intermédiaire)**

- $M_{tCD} \geq \text{Max}[1.05M_{CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$

- $M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{CD}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.065 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tCD} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2} = [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 7.98] - \frac{4.505 + 3.192}{2}$$

$$= 4.64 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 7.98 = 4.24 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 4.64 \text{KN.m}$

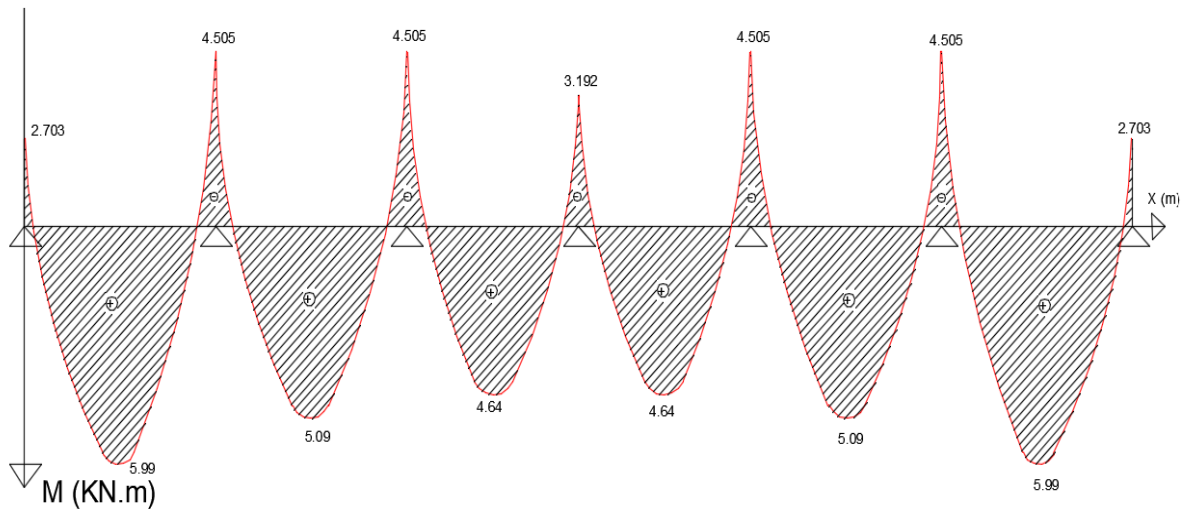


Figure (III.5.6) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

- Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.236 \times 3.40}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3.40} = 11.13 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6.236 \times 3.40}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3.40} = -10.07 \text{ KN}$$

- Travée BC : (intermédiaire)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.236 \times 3.40}{2} + \frac{4.505 - 4.505}{3.40} = 10.60 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6.236 \times 3.40}{2} + \frac{4.505 - 4.505}{3.40} = -10.60 \text{ KN}$$

- Travée CD : (intermédiaire)

$$T_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.236 \times 3.20}{2} + \frac{3.192 - 4.505}{3.20} = 9.57 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-6.236 \times 3.20}{2} + \frac{3.192 - 4.505}{3.20} = -10.39 \text{ KN}$$

- Travée DE : (intermédiaire)

$$T_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6.236 \times 3.20}{2} + \frac{4.505 - 3.192}{3.20} = 10.39 \text{ KN}$$

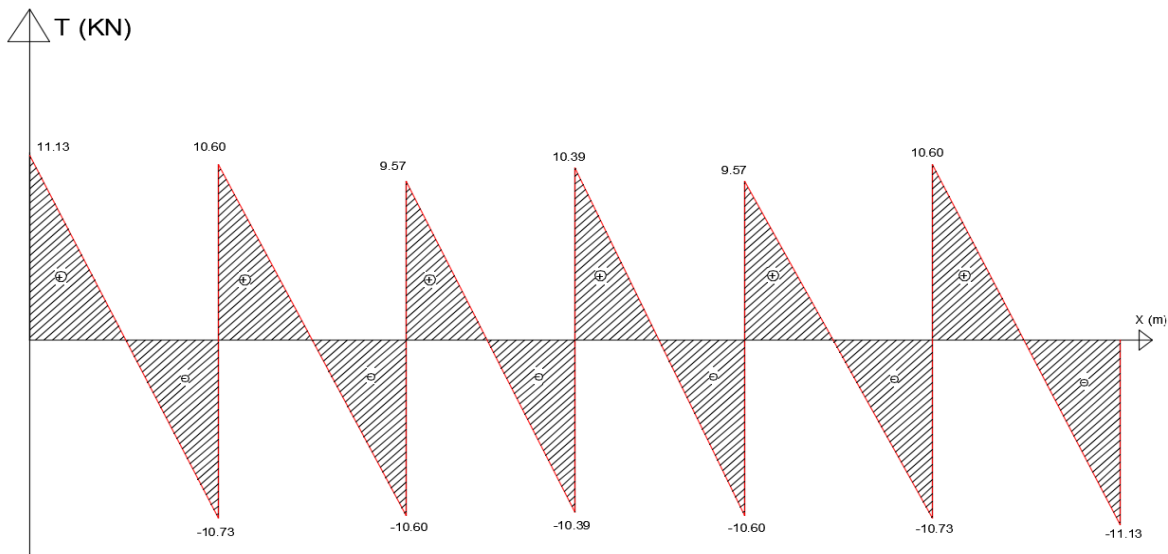
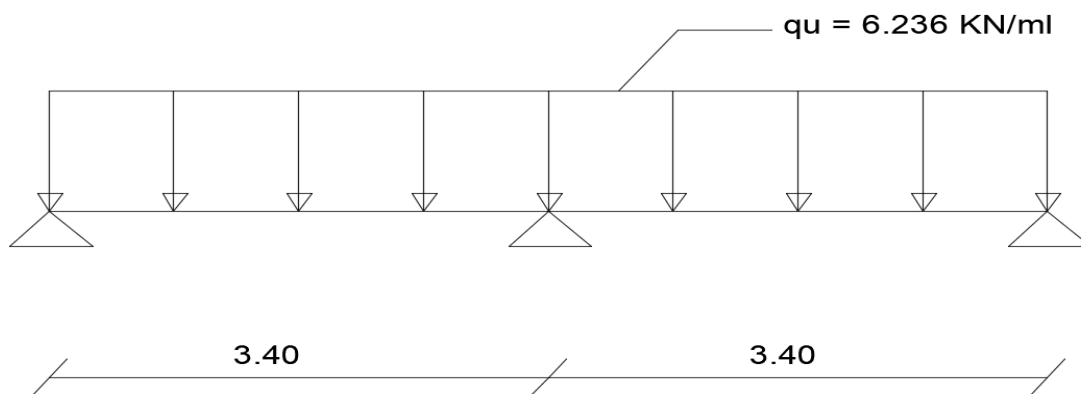


Figure (III.5.7) : Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

2^{eme} cas :

Poutrelle continue sur 3 appuis :



- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.536} = 0.216$$

- Calcul des moments statiques :

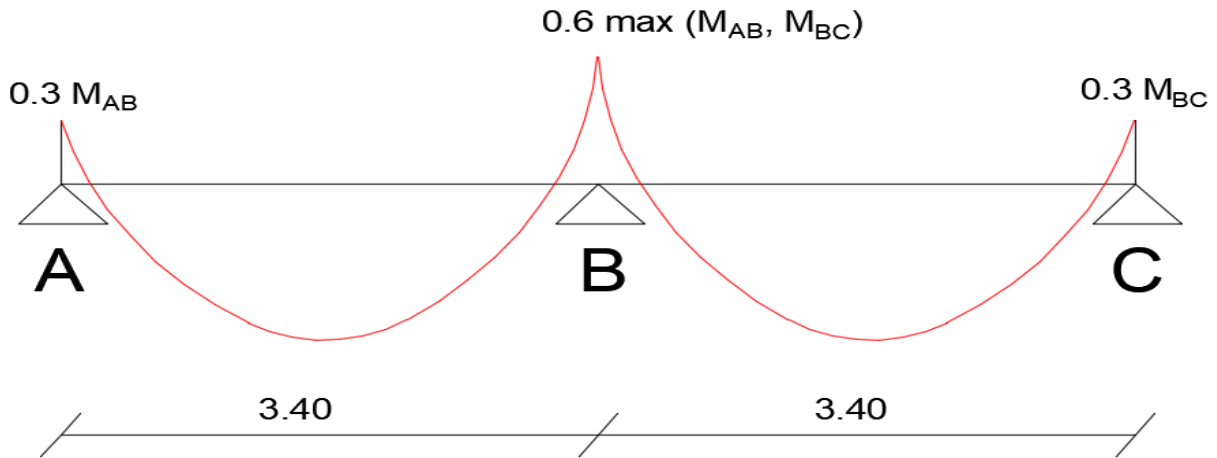


Figure (III.5.8) : L'évaluation des moments dans les différents appuis

$$M_{AB} = M_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.236 \times (3.40)^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = M_C = 0.3M_{AB} = 0.3 \times 9.01 = 2.703 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{AB}, M_{BC}) = 0.6 \times 9.01 = 5.406 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant en travées :

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.216) = 1.065$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.216)}{2} = 0.632$$

❖ Etude de la travées AB : (rive)

- $M_{tAB} \geq \max[1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}$

$$1 + 0.3\alpha = 1.065 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$$

$$M_{tAB} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} = [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 9.01] - \frac{2.703 + 5.406}{2}$$

$$= 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9.01 = 5.69 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 5.69 \text{ KN.m}$

❖ Etude de la travées BC : (rive)

- $M_{tBC} \geq \text{Max}[1.05M_{BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$

- $M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{BC}$

$1 + 0.3\alpha = 1.065 > 1.05 \rightarrow \text{ok}$

$$M_{tBC} \geq [(1 + 0.3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} = [(1 + 0.3 \times 0.216) \times 9.01] - \frac{5.406 + 2.703}{2}$$

$$= 5.54 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} \times 9.01 = 5.69 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 5.69 \text{KN.m}$

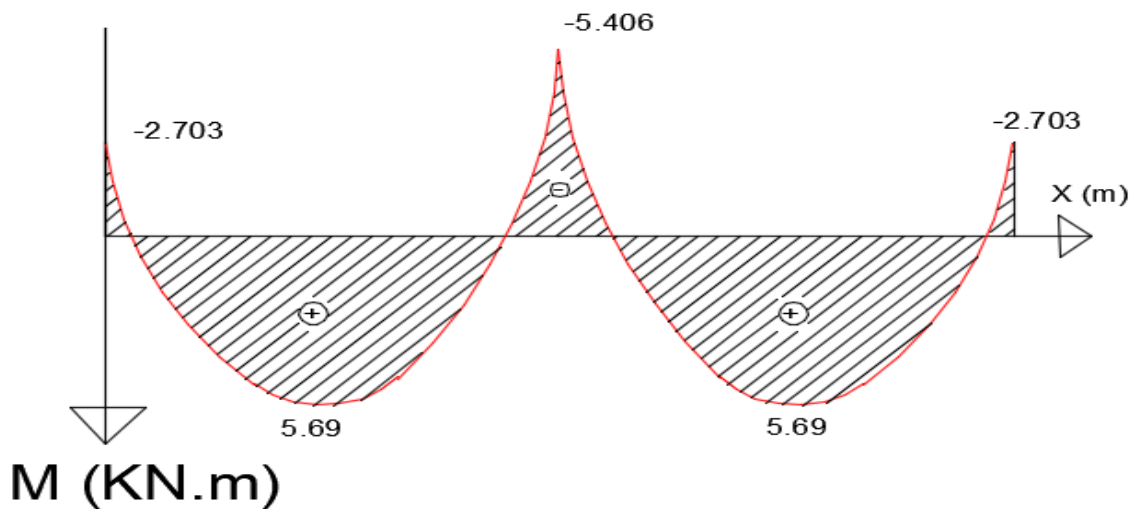


Figure (III.5.9) : Diagrammes des moments fléchissant ELU (KN)

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

T_w = Effort tranchant à gauche de l'appui

T_e = Effort tranchant à droite de l'appui

➤ Travée AB : (rive)

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.236 \times 3.40}{2} + \frac{5.406 - 2.703}{3.40} = 11.40 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6.236 \times 3.40}{2} + \frac{5.406 - 2.703}{3.40} = -9.80 \text{KN}$$

➤ Travée BC : (rive)

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.236 \times 3.40}{2} + \frac{2.703 - 5.406}{3.40} = 9.80 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6.236 \times 3.40}{2} + \frac{2.703 - 5.406}{3.40} = -11.39 \text{ KN}$$

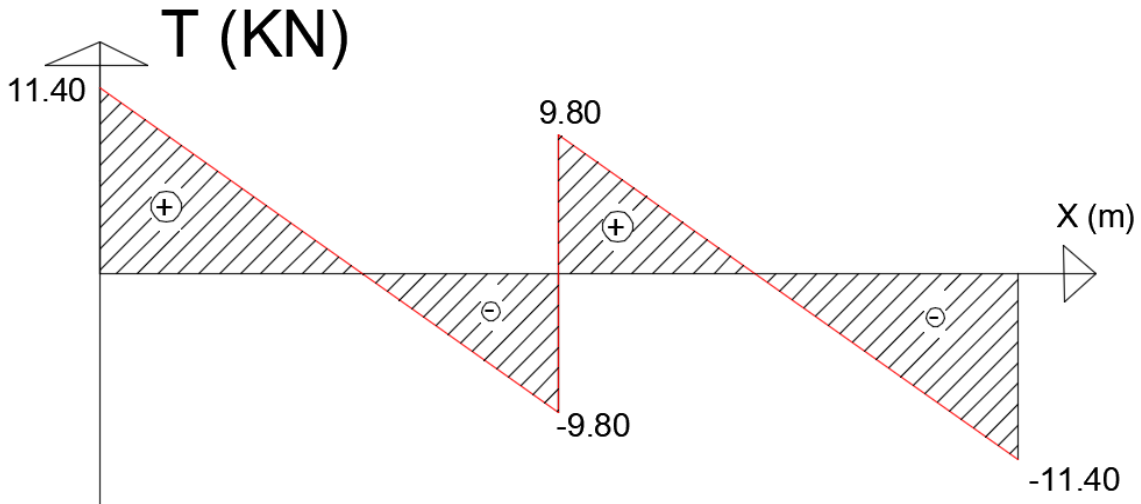


Figure (III.5.10): Diagrammes des efforts tranchants ELU (KN)

6) Calcul des armatures à l'ELU :

$$T^{max} = 11.40 \text{ KN}$$

$$M_a^{max} = 5.406 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 5.69 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures longitudinal:

• En travée:

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

Position de l'axe neutre :

Si : $M^{max}_t > M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M^{max}_t < M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

: Le moment équilibré par la table de compression

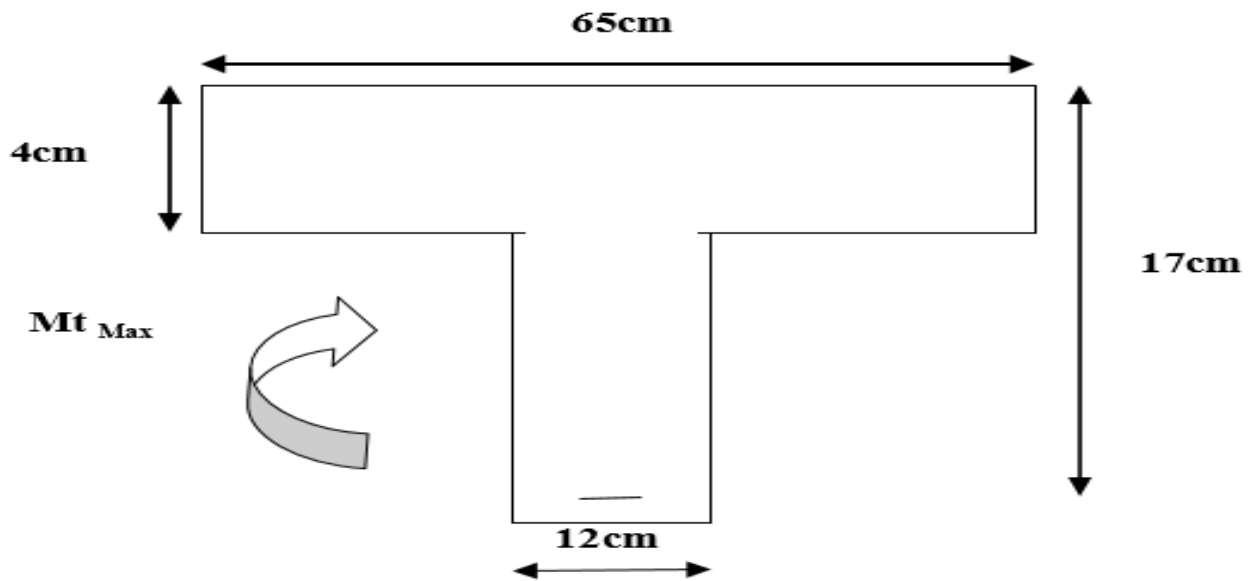


Figure (III.5.10) : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tAB} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$M_{tAB} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,17 - 0,5 \times (0,04)) = 55,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 55,38 \text{ KN.m} \gg \gg M^{max}_t = 6,74 \text{ KN.m}$$

$M^{max}_t < M_t \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de $b \times h$ (65X20).

Avec :

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,69 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_t = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

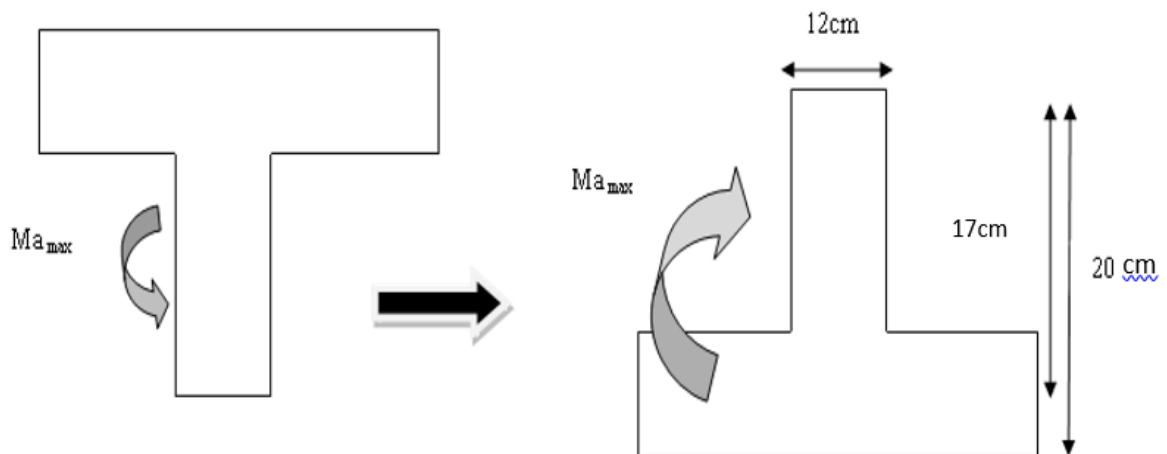
$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.69 \times 10^3}{0.989 \times 17 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 0.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{HA}10=2.35\text{cm}^2$

• Aux appuis:

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

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M^{max}_a = 5.406 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$f_e 400 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 0 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Situation}$

durable

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.406 \times 10^3}{12 \times 17^2 \times 14.2} = 0.109$$

$$\mu_a = 0.109 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.109 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.942$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.406 \times 10^3}{0.942 \times 17 \times 348} = 0.97 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_a = 0.97 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 2\text{HA}10=1.57\text{cm}^2$

➤ **Armatures transversale :**

❖ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)**

On a :
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{max}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_{l \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) = \min(0.571; 1.2; 1.2)$$

$$\phi_t = 0.571 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 2\phi 6=0.56\text{cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 6$.

❖ **Espacement des armatures : (BAEL A.5.1. BAEL91/modifiée 99)**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(15.3\text{cm} ; 40\text{cm})$$

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

7) Vérification à l'ELU :

a/ condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :

➤ **En travée :**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1}{400} = 1,33\text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{adopté} = 2.35\text{cm}^2 > A_{min} = 1,33\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b/ condition de cisaillements :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{max} = 11,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{11,40 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,558 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,558 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

c/ vérification de l'adhérence d'entrainement des barres :

il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i: \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,40 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 94,2} = 0,790 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,790 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque d'entrainement des barres.

d/ Ancrage des armatures :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 modifier 99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesure hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 15 \text{ cm}$$

e / Influence de l'effort tranchant sur le béton (A.5.1. 313 BAEL 91/99) :

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0,9 d$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 122,4 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 9,80 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée pour les appuis intermédiaires.}$$

$$T_{u \max} = 11,40 \text{ KN} < 122,4 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée pour les appuis de rives.}$$

F / Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{M^{\max}}{0,9 d} \right)$$

Appuis de rives :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{40} \left(11,40 + \frac{2,703}{0,9 \times 0,17} \right)$$

$$A = 1,57 \geq 0,835 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{40} \left(9,80 + \frac{5,406}{0,9 \times 0,17} \right)$$

$$A = 2,35 \geq 0,129 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

8. Vérification à l'ELS :**1. Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,536 + 0,975 = 4,511 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir le résultat des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

On a : $\frac{4,511}{6,236} = 0,723$

$q_s = 4,511 \text{KN/ml}$

$q_u = 6,236 \text{KN/ml}$

$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5,69 \times 0,723 = 4.113 \text{ KN/ml}$

$M_{ap}^{max} = M_{ap}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5,406 \times 0,723 = 3.908 \text{ KN/ml}$

a) Etat de résistance de résistance de béton en compression :

➤ **En travée :**

• **La contrainte dans l'acier :**

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$:

La section d'armature adopte a L'ELU en travée est $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17} = 1.151$$

On opte pour : $\rho = 1.151 \rightarrow \beta = 0.853 \quad k_1 = 19,01$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{4.113 \times 10^6}{0,853 \times 170 \times 235} = 120.69 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} > \sigma_s = 120.69 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{120.69}{19.01} = 6.34 \text{MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} > \sigma_{bc} = 6.34 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

➤ **Aux appuis :**

• **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$:**

La section d'armature adopte à L'ELU en appuis est $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b_o \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 17} = 0,770$$

On opte pour : $\rho = 0,782 \rightarrow \beta = 0,873 \quad k_1 = 24,37$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{3.908 \times 10^6}{0,873 \times 170 \times 157} = 167.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} > \sigma_s = 167.72 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167.72}{24,37} = 6.882 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 6.882 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur total 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=340 cm)

: Moment max en travée $M_t^{max} = 4.826 \text{ KN.m}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \quad \text{Avec} \quad q_s = G + Q = 4.511 \text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{4.511 \times 3,40^2}{8} = 6.518 \text{ KN.m}$$

1) $\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

2) $\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{4.113}{10 \times 6.518} = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas Vérifiée.}$

3) $\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 0,011 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas Vérifiée.}$

Vu que la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

a) Air de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

b) Calcul de V1 et V2 :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 17 = 3423.25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3423.25}{487.25} = 7.025 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.025 = 12.97 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7.025^3 + 12.97^3)] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.025 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.97 - 3)^2 = 19253.73 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35 \times 10^6}{12 \times 17} = 0.012 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{4.113 \times 10^6}{0.994 \times 170 \times 235} = 103.58 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.012} = 1.37$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.012 \times 103.58 + 2,1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max\{0.4803; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 19253.73}{1 + 0.4803 \times 1.37} = 12776.97 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.113 \times 10^6 \times 3400^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 12776.97} = 3.439 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6,8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Suit aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

• Armatures longitudinales :

En travée : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

• Armatures transversales : 2 Etrier en HA6.

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure

Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis d'une excitation sismique.

Le terme dynamique « signifie une variation dans le temps », ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Dans notre projet on a utilisé logiciel ETABS V9.7.0.

1. Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Basé sur la méthode des éléments finis.

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.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente 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 et SAFE*).

2. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).

- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme suivant les directions Ex et Ey.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

1. Introduction de la géométrie du modèle :

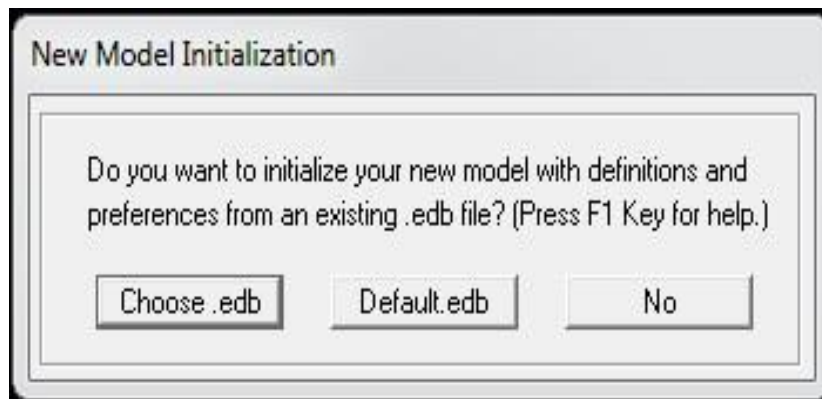
a) Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

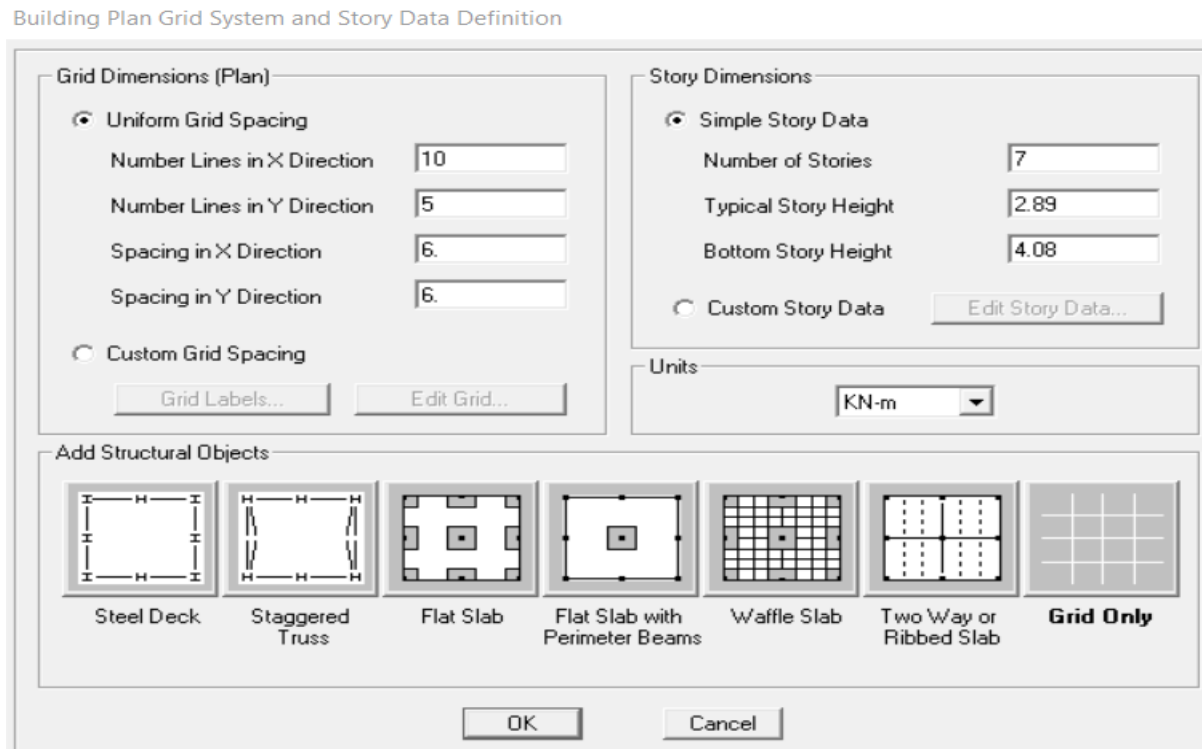


b) Géométrie de base :

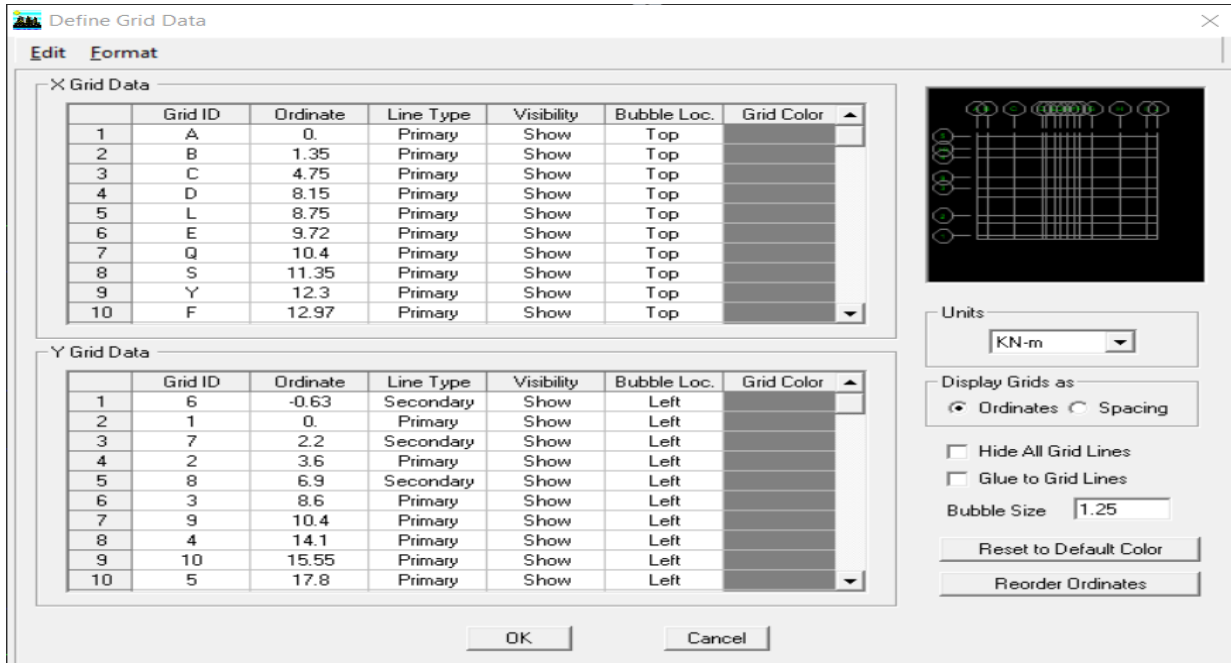
Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



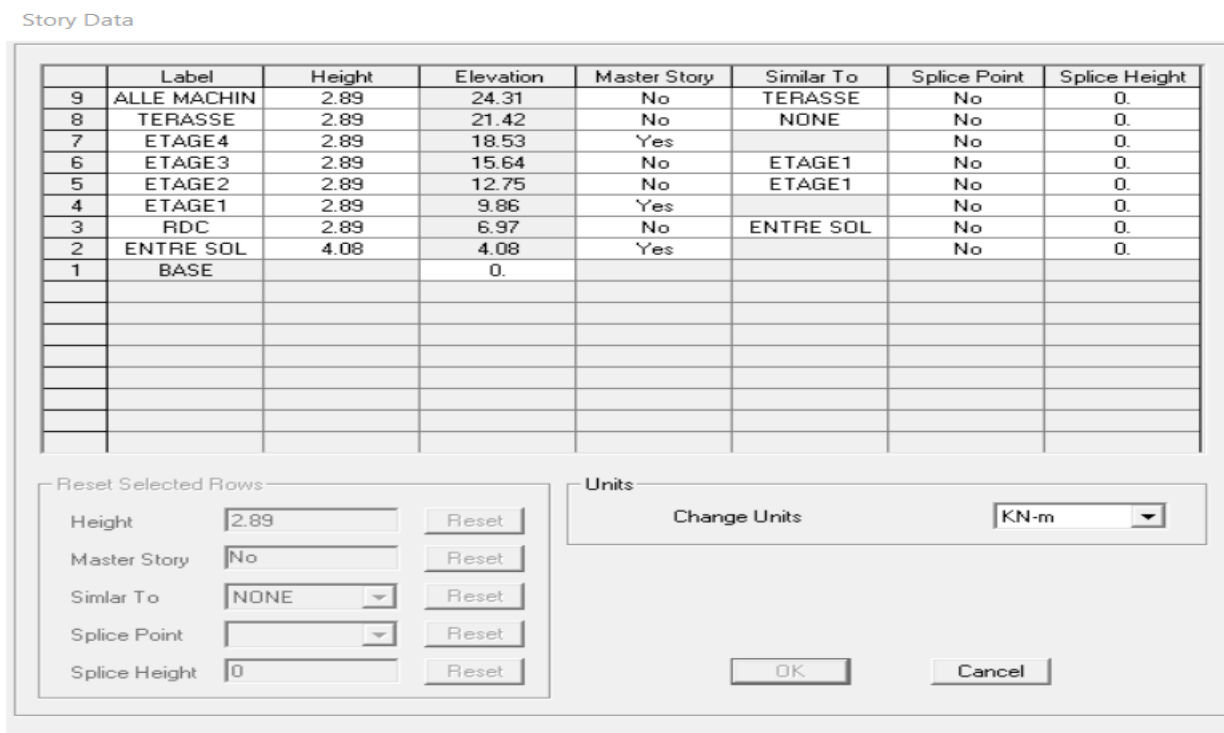
La boîte de dialogue suivante apparaît :



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.




De la même manière si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment comme l'interface suivante le montre :



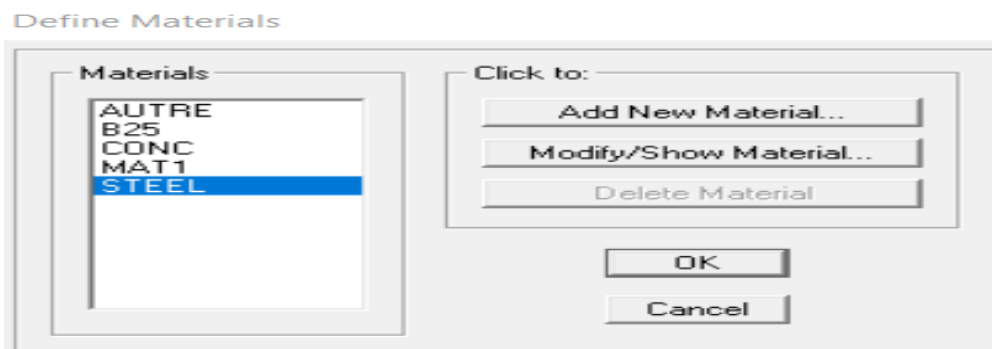
Cette opération permet d'introduire:

- ✦ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- ✦ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- ✦ Les hauteurs des différents étages
- ✦ Le nombre d'étages
- ✦ Les longueurs des travées.

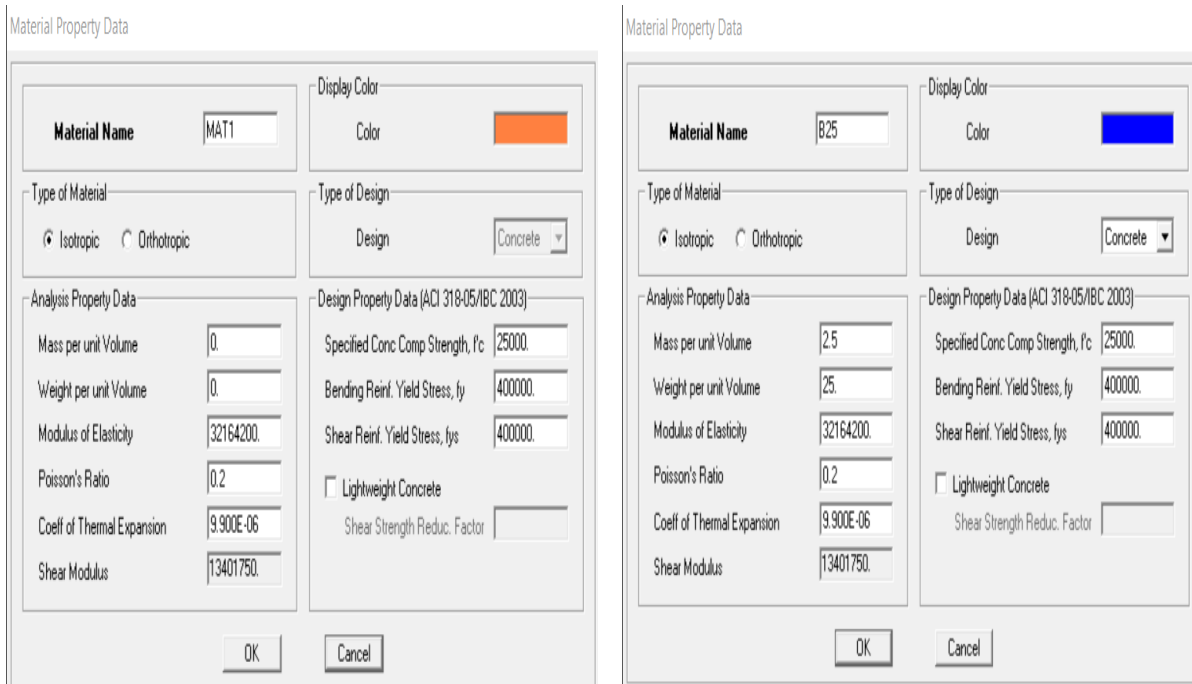
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :  ou bien

Define >Material properties > CONC>Modify/Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

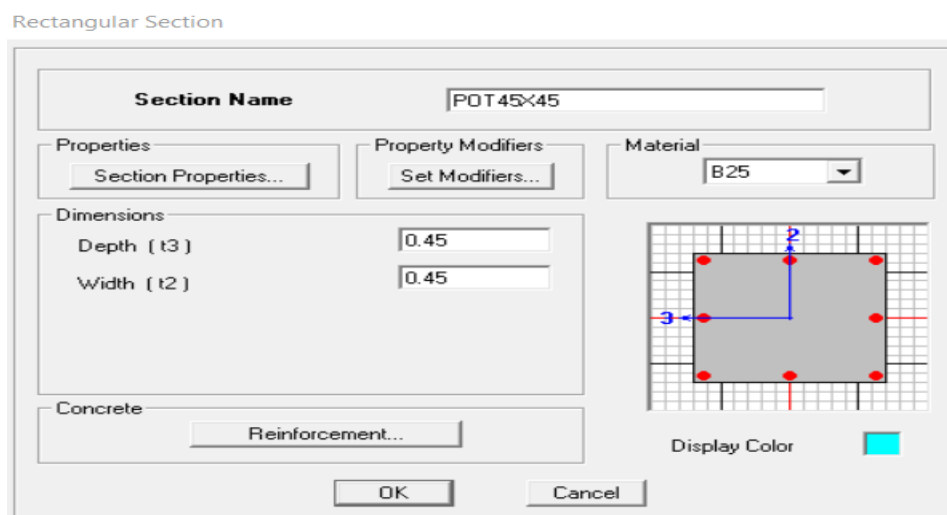


3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.

On clique sur :  ou bien


Define >Frame sections > Add rectangular



Nous procéderont de la même manier pour les autres éléments, en affectent Bean pour les poutres.

Rectangular Section

Rectangular Section

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  ou bien

Define >Area sections> Add New Section


Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :




✦ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


Pour les poteaux :

On clique sur  on aura une boîte dialoguelle qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section. (Pot 45x45 par exemple) on valide.

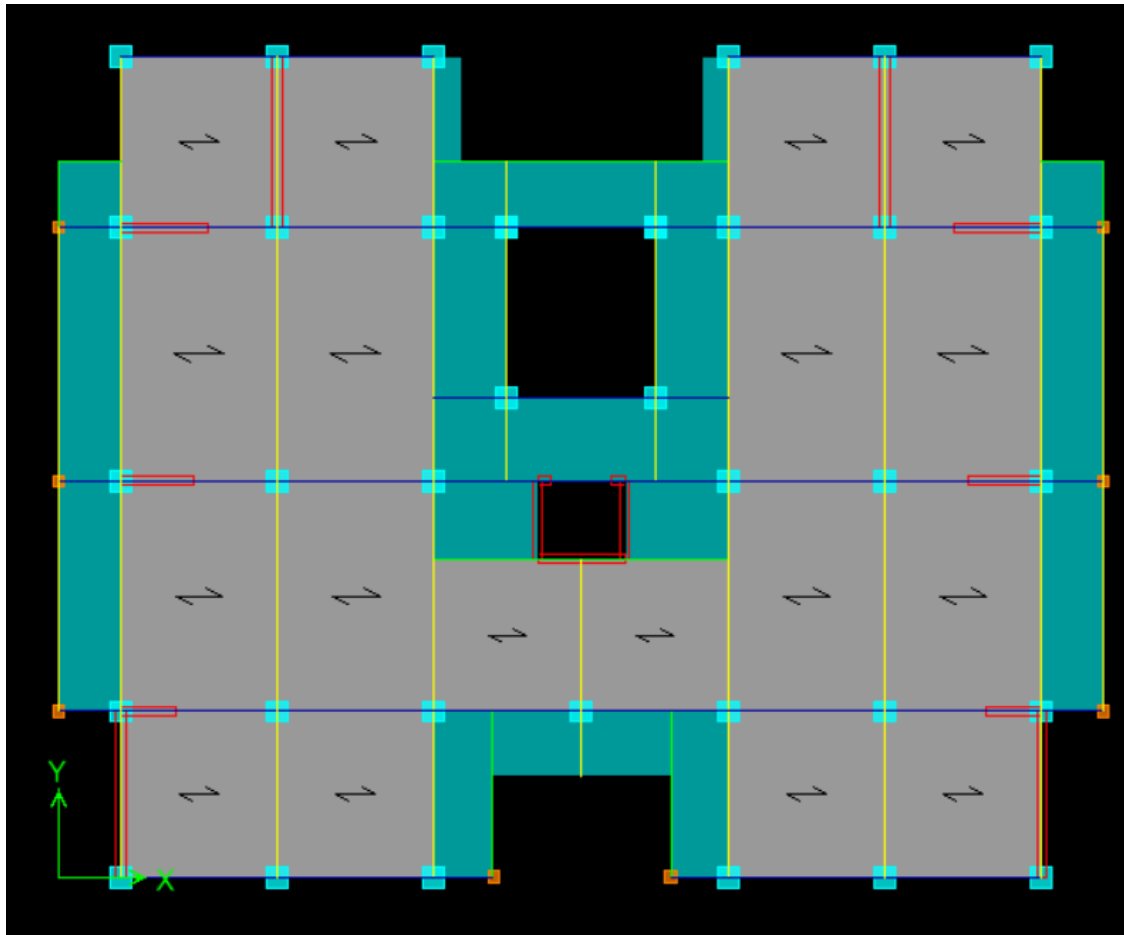
Pour les poutres :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur . On aura une boîte dialoguelle qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section. (PP par exemple) on valide.


Pour les voiles:

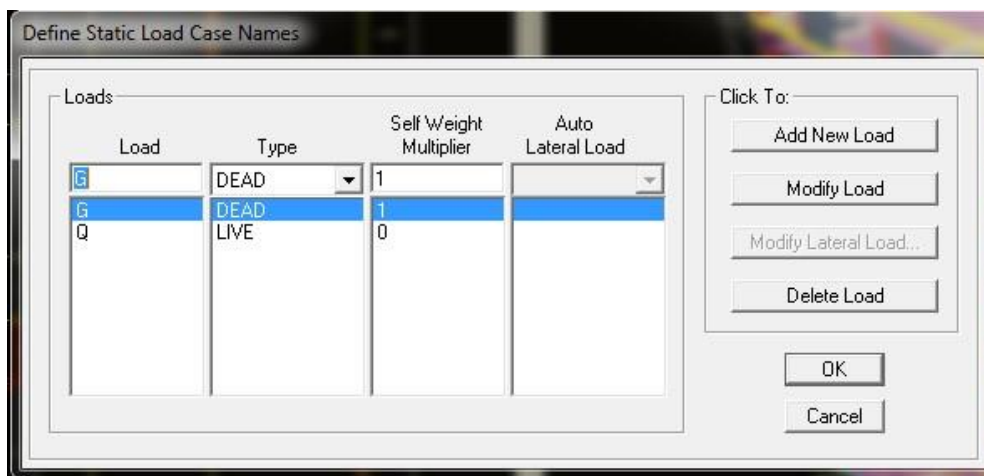
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les voiles ; on aura une boîte dialoguelle qui s'affiche (**properties of object**), pour définir sa longueur l et on active puis on dessine.

➤ La structure obtenue est:



4. Définition des charges statiques (G, Q)

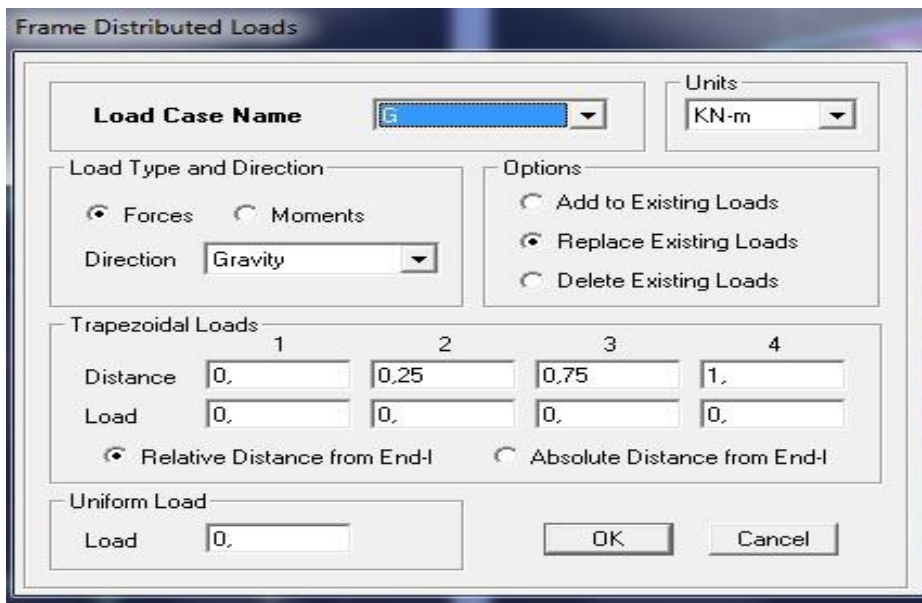
La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q), pour les définir on clique sur:  ou bien *Define > Static Load Cases*.



5. Affectation des charges revenant aux limites :

Chargement linéaire :

Les charges statiques tant définies on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit :

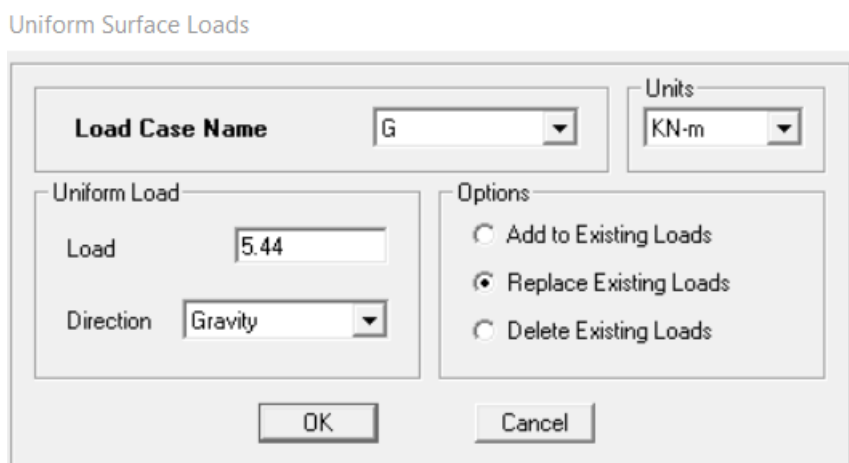


Chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign > Frame > Loads Distributed

Chargement surfacique : les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign > Areas Loads >uniform



6- Introduction du spectre de réponse (E):

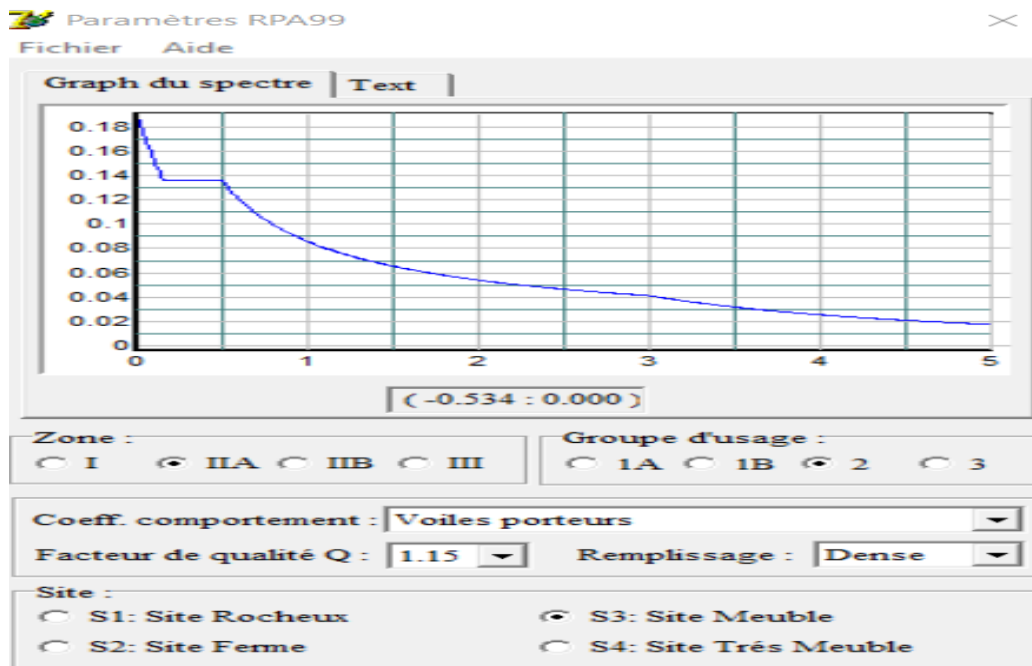
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.


Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	oui
2. Redondance en plan	0	0,05	oui
3. Régularité en plan	0	0,05	oui
4. Régularité en élévation	0	0,05	non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	non
$Q=1+\sum P_q$	1,15		

Données à introduire dans le logiciel :

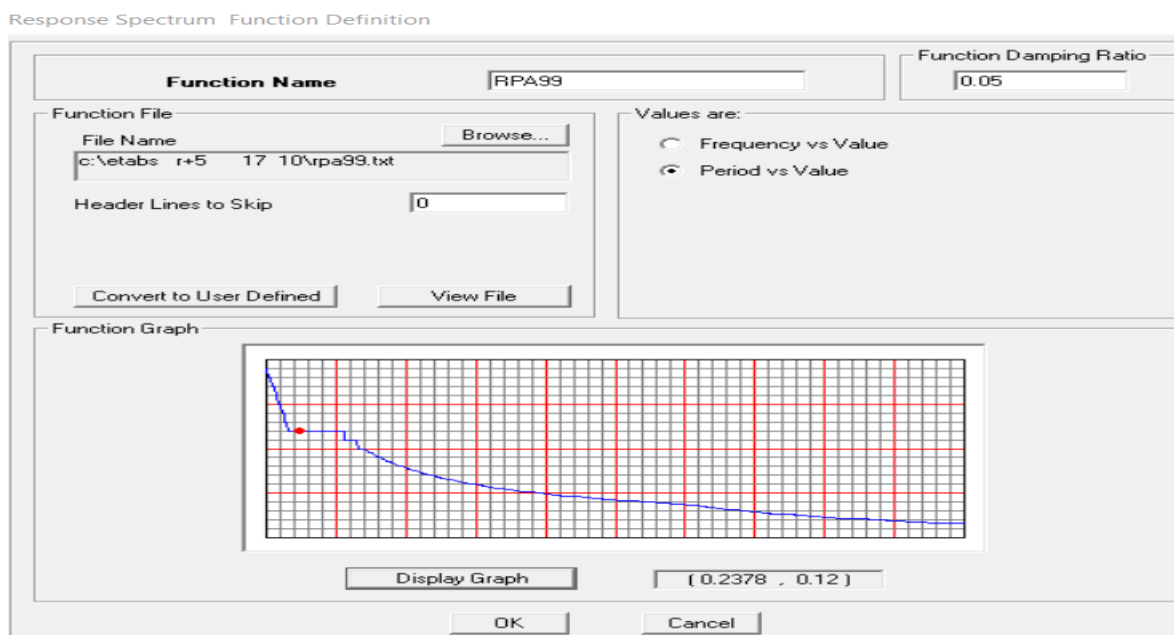
- ◆ Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
- ◆ Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R = 3.5** (structure à voiles porteur)
- ◆ Facteur de qualité (**Q**) : **$Q = 1 + \sum p_q = 1.15$**
- ◆ Coefficient d'amortissement **$\xi = 8.5\%$** .
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**




Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : 

Define > Response Spectrum Function > Spectrum from file > add new function

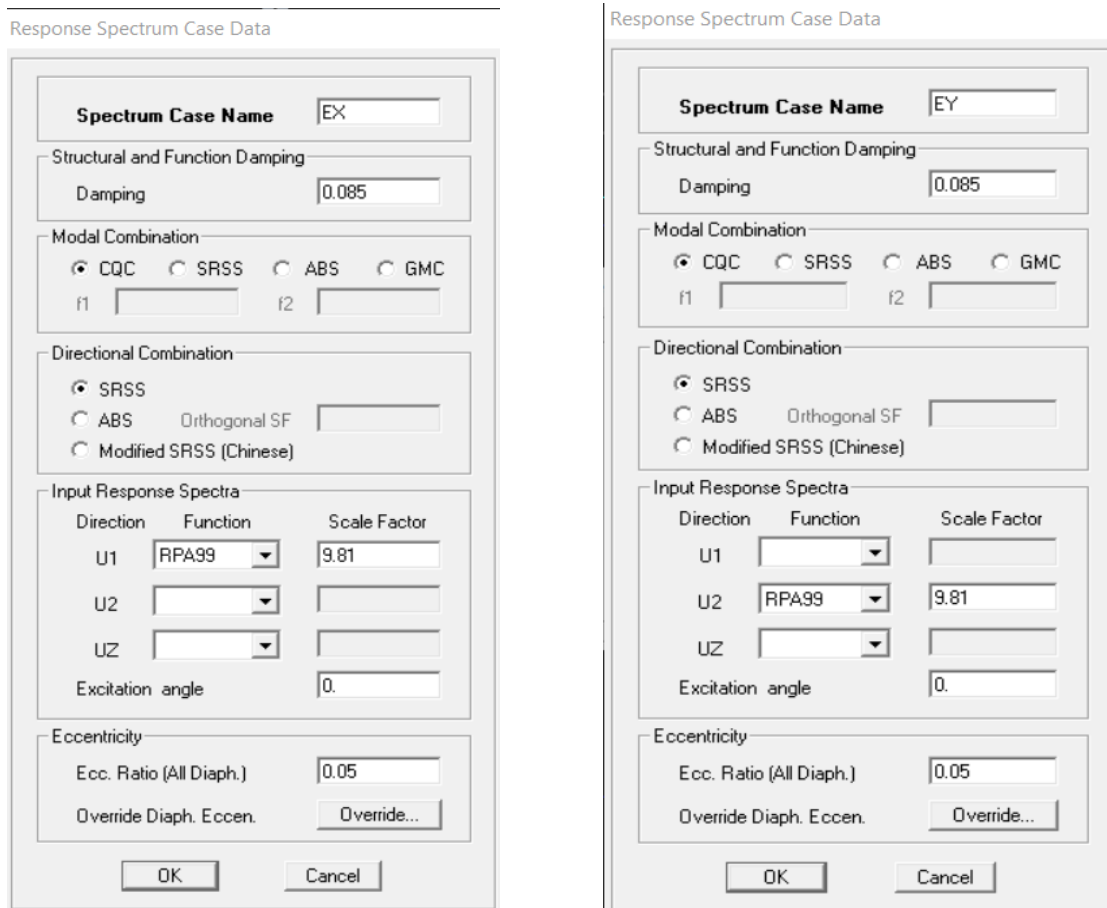


Function Name: **RPA** on clique **ok**

7- Définition du séisme :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : 

Define >Response Spectrum cases> Add New Spectrum



8. Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :


ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

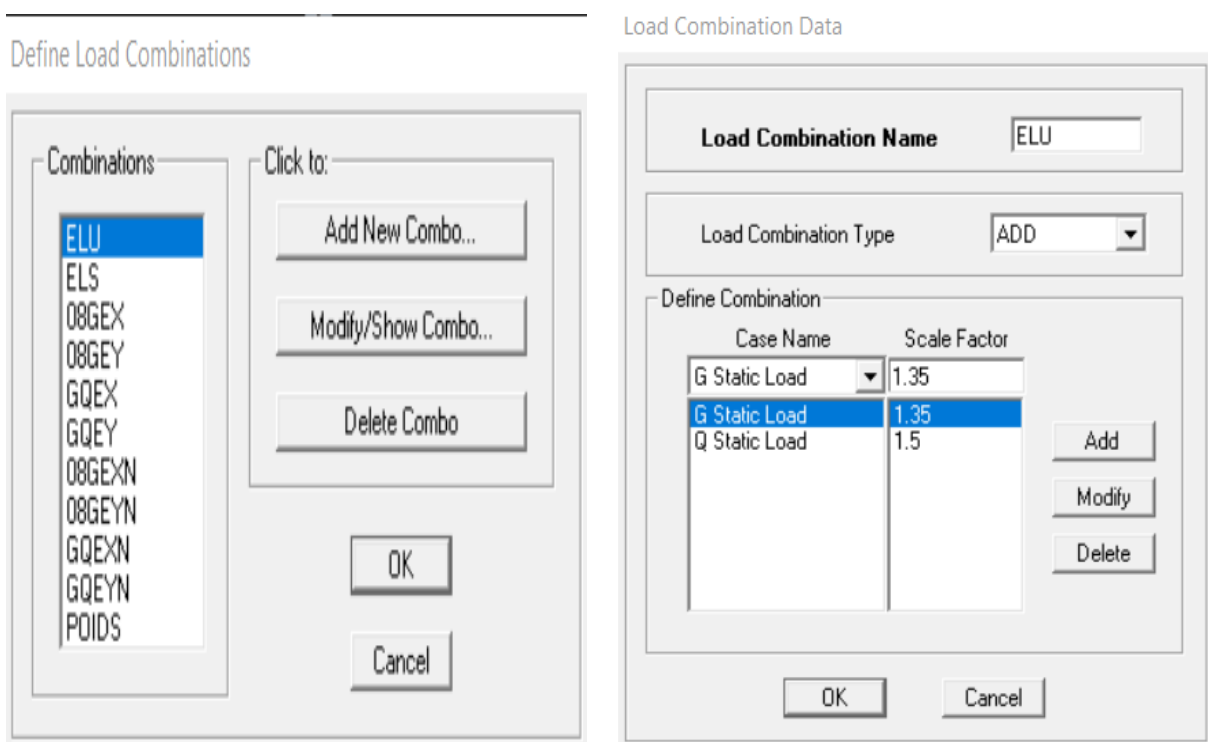
Combinaisons accidentelle du RPA :

Acc1 jusqu'à 4 : $G + Q \pm E$

Acc5 jusqu'à 8 : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : 

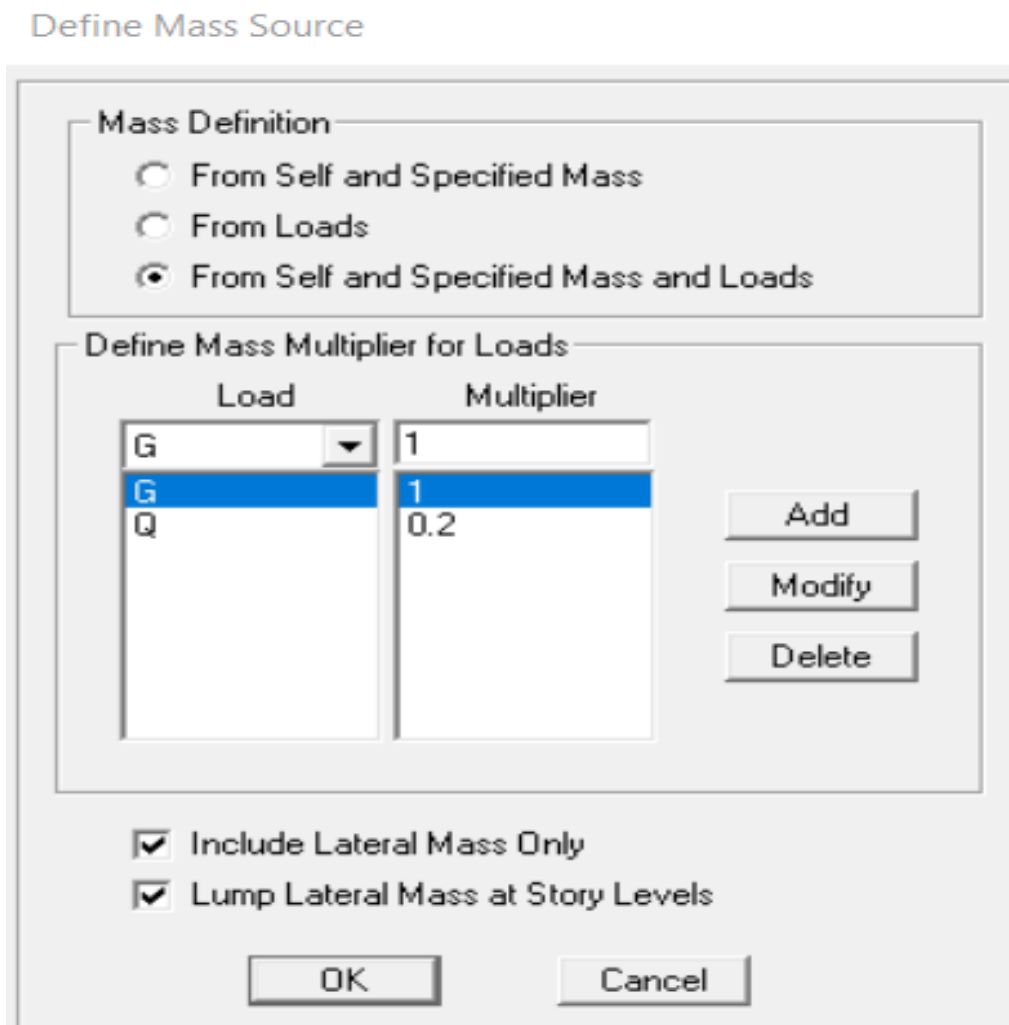
Define> Load Combinations >Add New Combo




9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques :

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par logiciel ETABS

Define> masse source >from loads



10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

a. Appuis : Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur 

Assign> Joint> Restraints

La fenêtre ci-après s'affichera



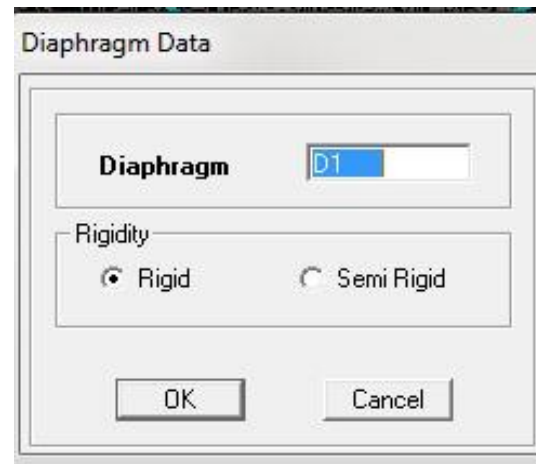
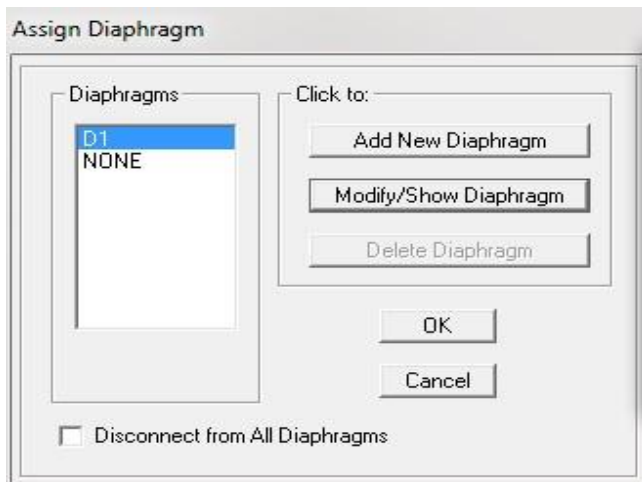
On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

b. Diaphragme :

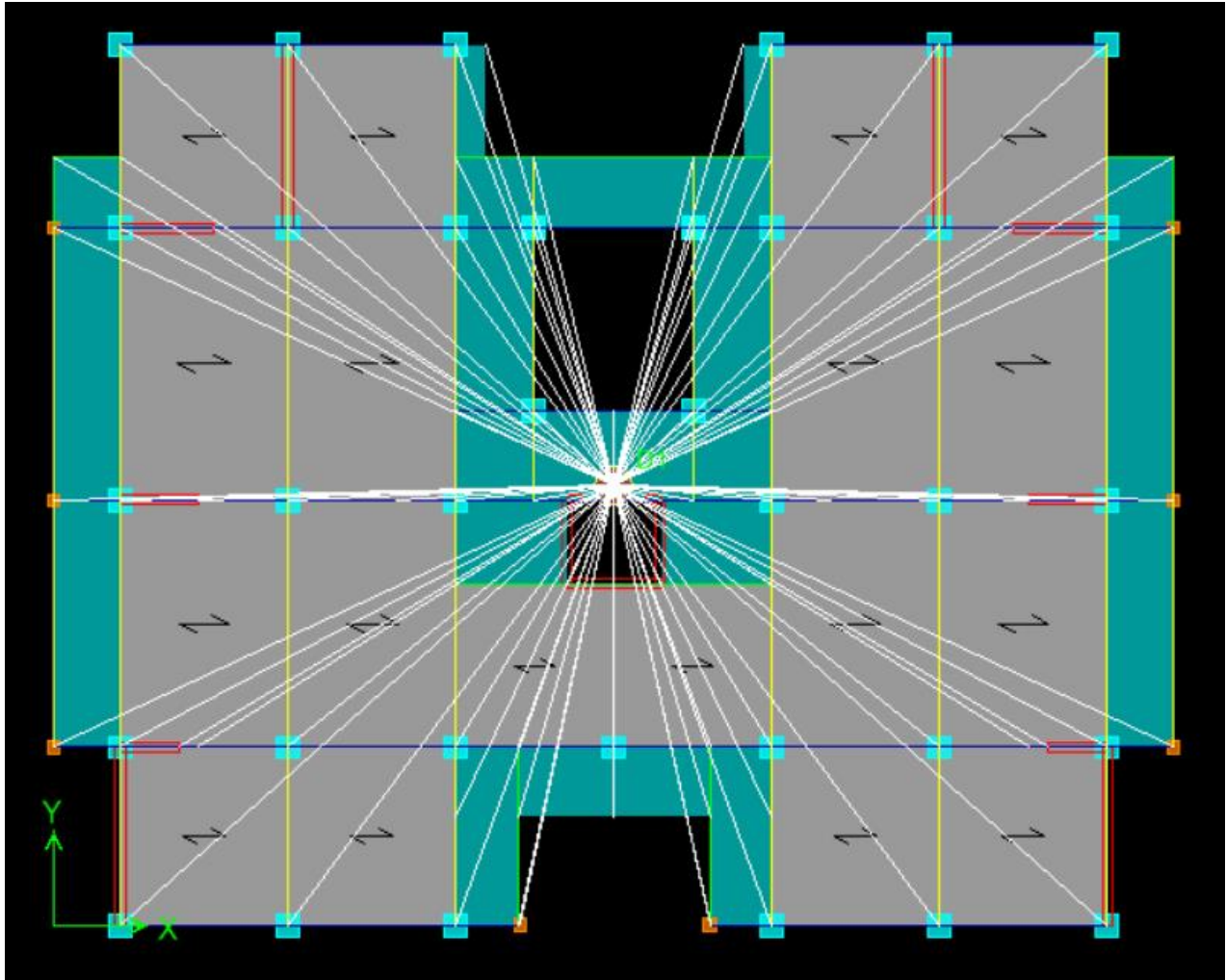
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS On sélectionne le premier étage

on clique :

Assign > Joint/Point > Diaphragms > D1 > OK



L'étage : **Assign > Joint/Point > Diaphragms > Add New Diaphragm > D1 > OK** On suit la même procédure pour les autres étages.



11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :

✦ Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze> Run Analysis f5**

✦ Visualisation des résultats :

- Déformée de la structure :

On clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

- **Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**
- **Déplacements** : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Show tables** puis on coche **Displacement**.
- **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :**

Pour extraire les efforts à la base on clique sur **Show tables** on couche **Base Reactions** en suite dans **Select Cases/comb** on choisit **E**

✦ **Efforts interne dans les éléments :**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

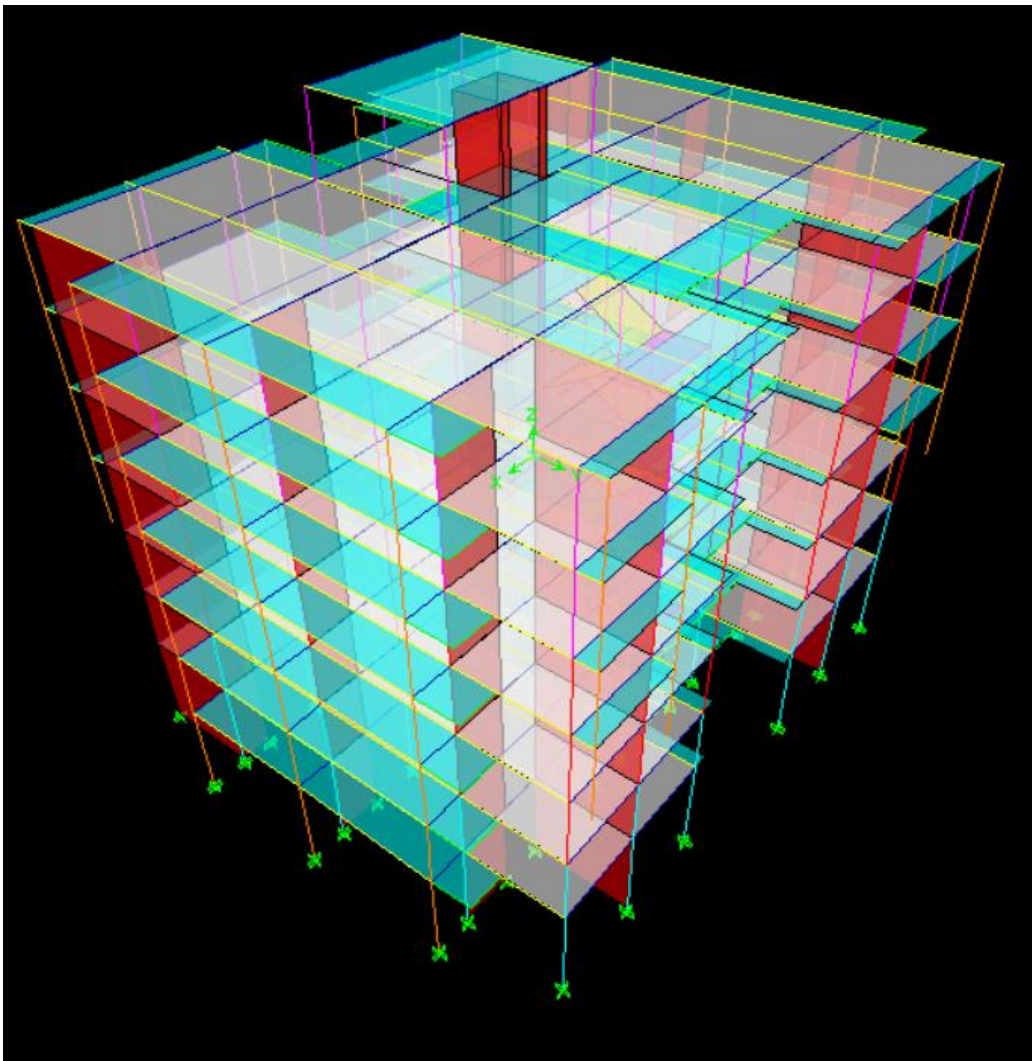
Display >show tables dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table beam forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux on clique sur :

Display >show tables dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table colum forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

La structure obtenue en 3D :

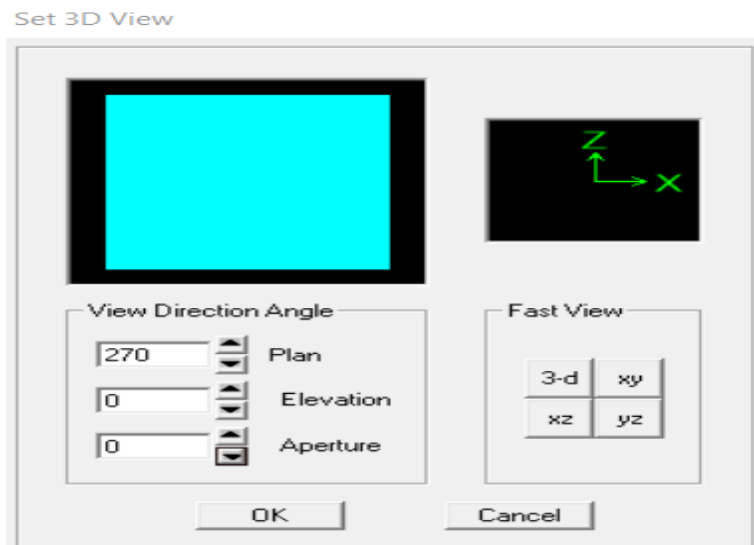


Etude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales repris par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

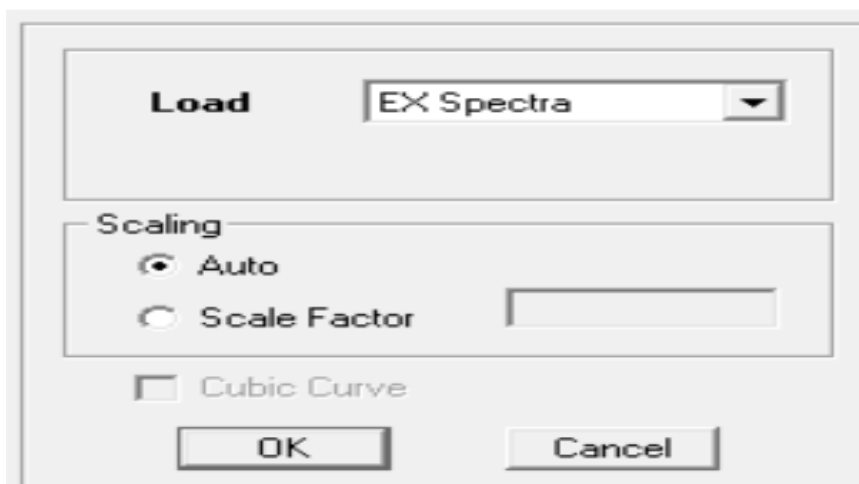
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour aperture.



Sens X-X :

Display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison EX

Deformed Shape

Ensuite **draw → draw section cut**

En coupant la base une fenêtre s’affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l’image suivante :

Les charges horizontales :

Effort repris par l’ensemble (bâtiment) selon EX :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	23.4381	1.5735
End Point	-0.589	1.2951

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.4246	1.4343	0.	180.664

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2154.2612	25.3059	7.465E-03	2154.2612	25.3059	9.826E-09
Moment	395.5193	33607.651	16587.0922	395.5076	33607.307	16587.0922

Effort repris par les voiles selon EX :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	23.4381	1.5735
End Point	-0.589	1.2951

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.4246	1.4343	0.	180.664

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1862.0603	21.9071	2.4521	1862.0603	21.9071	2.4492
Moment	40.7093	4351.7541	14576.8661	40.7256	4352.106	14576.8661

Suivant X-X :

Effort repris par l'ensemble du bâtiment : 2154.26 KN

Effort repris par les portiques : 296.25 KN

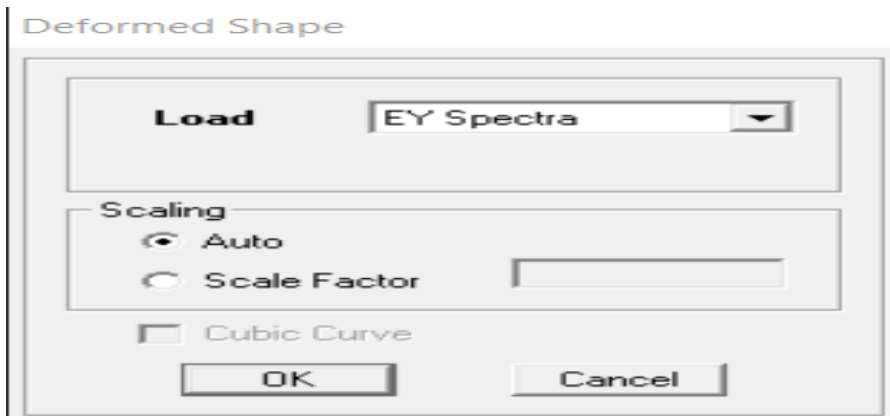
Effort repris par les voiles : 1862.07KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 13.75%

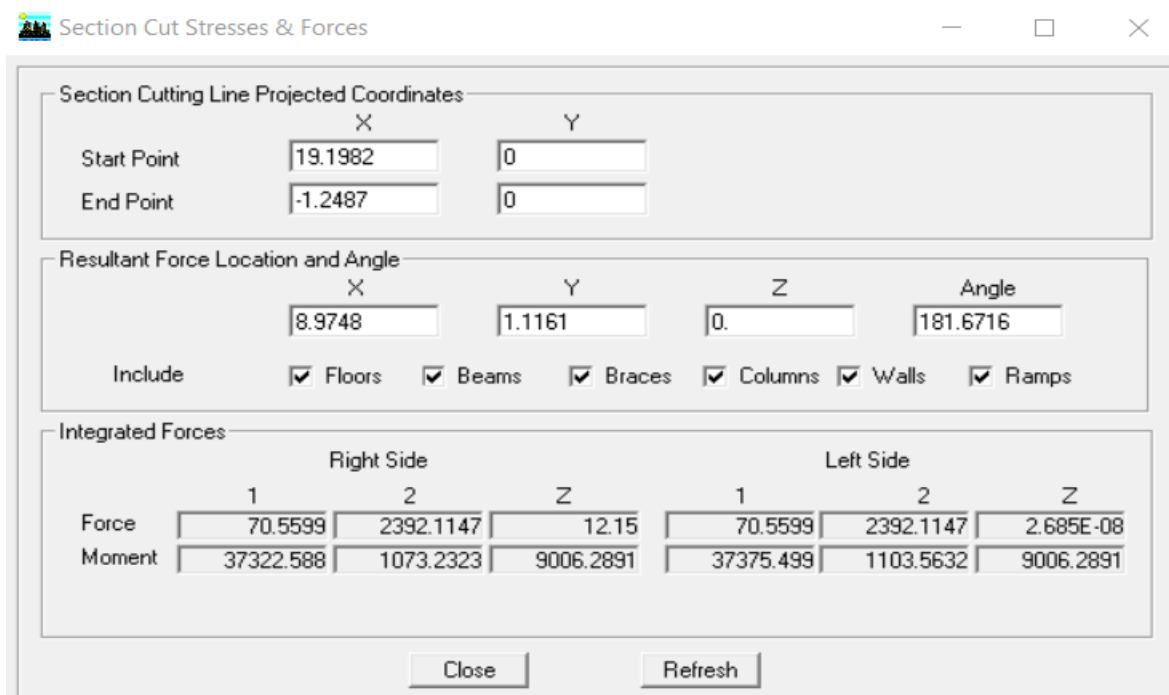
Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 86.43%

Sens-Y-Y:

Display → Show Deformed Shape → Ey Spectra → Ok.



Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY :



Effort repris par les voiles selon EY :

The screenshot shows a software dialog box titled "Section Cut Stresses & Forces". It is divided into three main sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:** Contains input fields for Start Point (X: 19.1982, Y: 0) and End Point (X: -1.2487, Y: 0).
- Resultant Force Location and Angle:** Contains input fields for X (8.9748), Y (1.1161), Z (0), and Angle (181.6716). Below these are checkboxes for "Include" components: Floors, Beams, Braces, Columns, Walls (checked), and Ramps.
- Integrated Forces:** A table showing force and moment values for "Right Side" and "Left Side" across three axes (1, 2, Z).

Buttons for "Close" and "Refresh" are located at the bottom of the dialog.

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	68.4904	2238.4514	449.1786	0.	0.	0.
Moment	11403.1741	1339.3282	8411.6754	0.	0.	0.

Suivant Y-Y :

Effort repris par l'ensemble du bâtiment : 2392.1147 KN

Effort repris par les portiques : 154.4281 KN

Effort repris par les voiles : 2238.4514 KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 6%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 93.57%

Les charges verticales :

Effort repris par l'ensemble du bâtiment (poids) :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18.6811	0
End Point	-1.1293	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.7759	1.2752	0.	179.4248

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	9.238E-10	-4.194E-12	-26044.102	0.	0.	0.
Moment	198747.78	-64919.73	-2.348E-08	0.	0.	0.

Effort repris par les voiles (poids):

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18.6811	0
End Point	-1.1293	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.7759	1.2752	0.	179.4248

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.599	-12.8748	-9248.702	0.	0.	0.
Moment	75115.563	-23009.028	36.996	0.	0.	0.

Effort repris par l'ensemble du bâtiment : 26044.102 KN

Effort repris par les portiques : 16795.401 KN

Effort repris par les voiles : 9248.702 KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 64.48%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 35.51%

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R=3.5$ (structure à voiles porteur).

CHAPITRE V

Vérification des exigences de l'RPA

Introduction :

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

1. Estimation de la période.
2. Pourcentage de participation de la masse modale.
3. vérification de la torsion.
4. Vérification de l'excentricité.
5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
6. Displacement maximal.
7. Vérification des déplacements inter-étages.
8. Vérification de l'effet P-Delta.
9. Vérification de l'effort tranchant à la base.

1. vérification de la période :

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4.RPA 99/mode 2003) :**

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

D'où : $h_N = 21.42m$

- C_T : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6de RPA .d'ou : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05 \times 21.42^{3/4} = 0.49 s$$

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.49 = 0.64s$$

Détermination de la période par le logiciel ETABS :

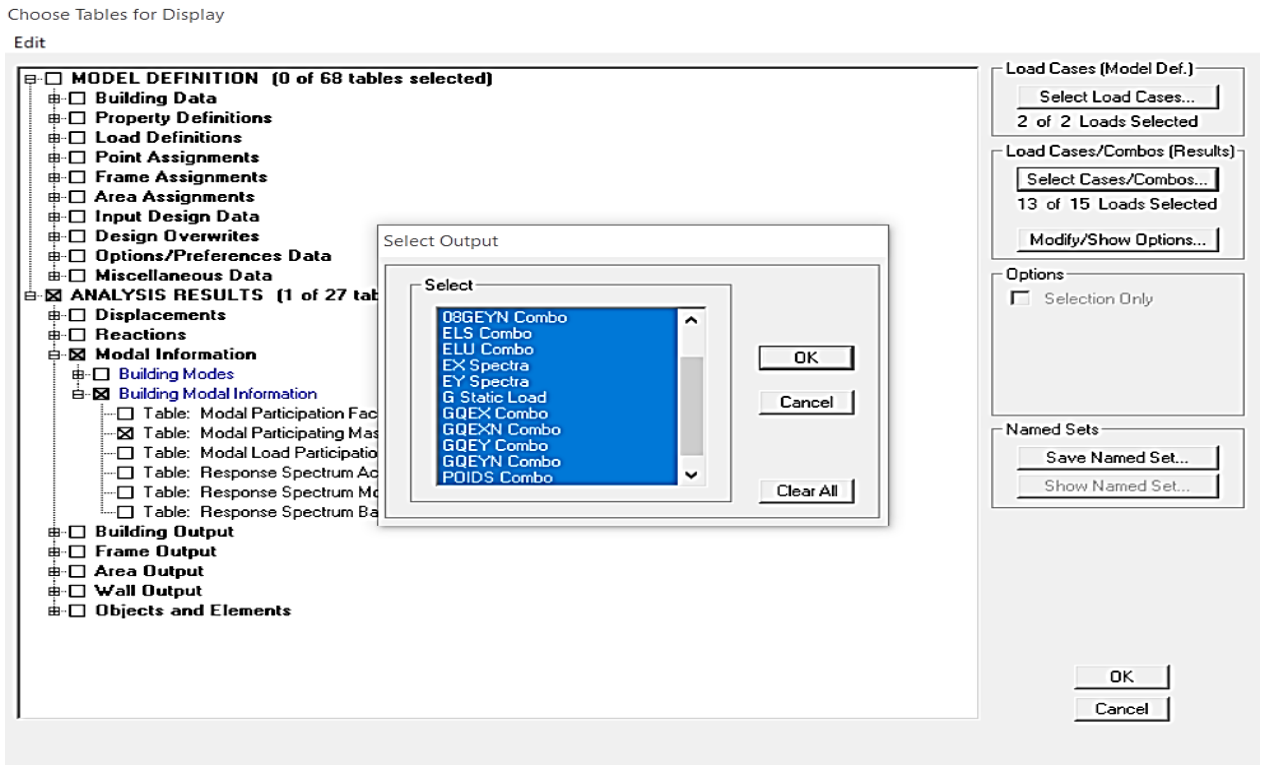
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : Display → **show tables**.

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **Modal information Building** → **Modal information**

Model Participating → Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaison en cliquant sur: **select cases/combos**



Puis on clique : **ok** → **ok**

Les résultats s’afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.578643	70.3307	0.0000	0.0000	70.3307	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.450841	0.0002	71.7817	0.0000	70.3309	71.7817	0.0000	98.3054
	3	0.430523	5.9040	0.0010	0.0000	76.2349	71.7827	0.0000	0.0014
	4	0.160881	14.7097	0.0000	0.0000	90.9446	71.7827	0.0000	0.0000
	5	0.105598	0.4195	0.0890	0.0000	91.3641	71.8717	0.0000	0.0063
	6	0.105483	0.0020	19.1316	0.0000	91.3661	91.0033	0.0000	1.3916
	7	0.089197	0.0346	0.0000	0.0000	91.4007	91.0033	0.0000	0.0000
	8	0.075372	4.7073	0.0000	0.0000	96.1080	91.0033	0.0000	0.0000
	9	0.051350	0.0000	3.9105	0.0000	96.1080	94.9139	0.0000	0.1784
	10	0.047098	1.4220	0.0000	0.0000	97.5300	94.9139	0.0000	0.0000
	11	0.046157	0.3292	0.0000	0.0000	97.8592	94.9139	0.0000	0.0000
	12	0.039174	0.0001	1.7743	0.0000	97.8592	96.6882	0.0000	0.0507

OK

On a :

La période calculée $T=0.49s$

La période majorée $T_{maj}=0.64s$

La période ETABS $T_{ETABS}=0.57S$

On remarque que : $T= 0.49S < T_{ETABS} = 0.57S < T_{maj} = 0.64S$

2. Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Détermination de la masse modale :

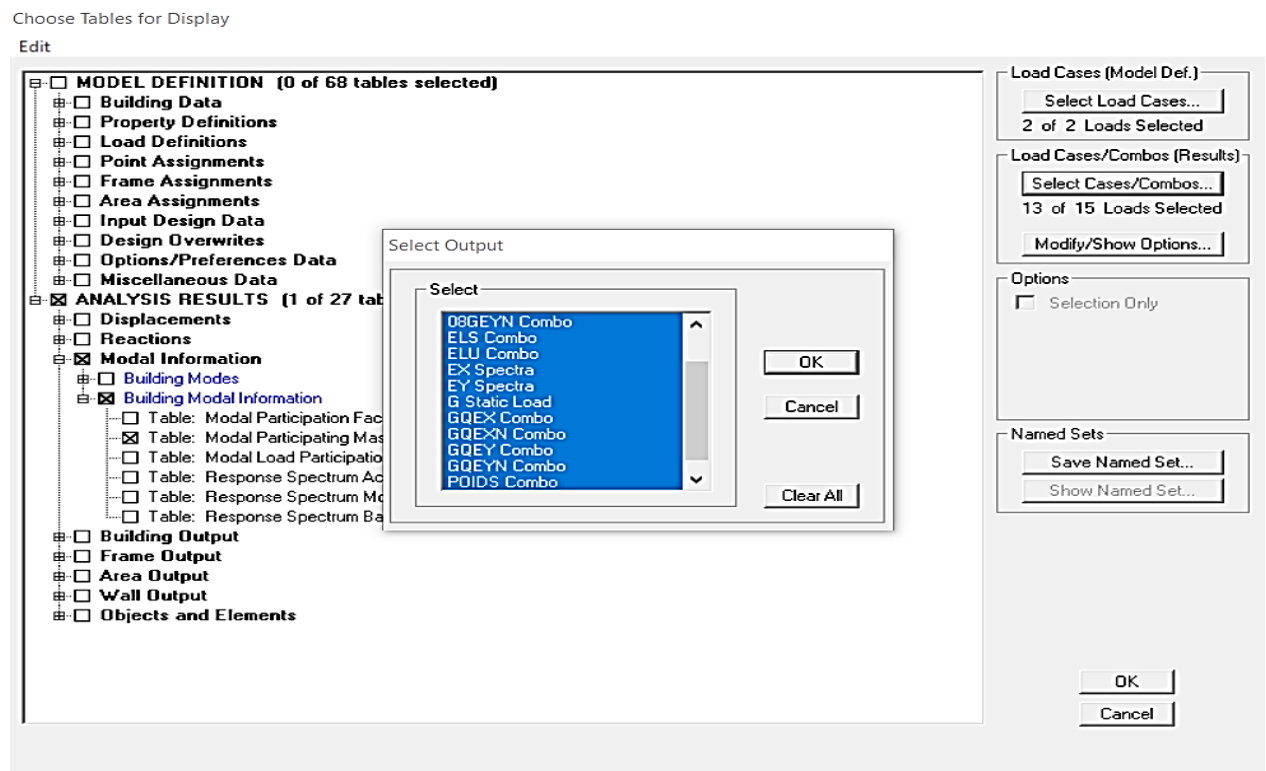
On l’a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display show tables

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios.

Puis on définit toutes les combinaisons en clique sur: **Select cases/combo.**



Puis on clique : **ok**→ **ok**

Tableau V.1 : Vérifications du pourcentage de participation de la masse modale :

Mode	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0	70.3307	0	0	0	92.3117	5.3254
2	0	70.3309	71.7817	0	98.3054	0.0002	0.0009
3	0	76.2349	71.7827	0	0.0014	7.0876	67.8081
4	0	90.9446	71.7827	0	0	0.3123	0.5408
5	0	91.3641	71.8717	0	0.0063	0.0071	16.5675
6	0	91.3661	91.0033	0	1.3916	0	0.0777
7	0	91.4007	91.0033	0	0	0.0012	1.6886
8	0	96.108	91.0033	0	0	0.2135	0.0838
9	0	96.108	94.9139	0	0.1784	0	0
10	0	97.53	94.9139	0	0	0.0259	1.373
11	0	97.8592	94.9139	0	0	0.0044	3.9032
12	0	97.8592	96.6882	0	0.0507	0	0.0005

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 12^{ème} mode (modélisation) → **la condition est vérifiée.**

3. vérification de la torsion :

Mode 1: $U_X = 70.33\%$ → **Translation** → condition vérifiée.

Mode 2: $U_Y = 71.78\%$ → **Translation** → condition vérifiée.

Mode 3: $R_Z = 67.80\%$ → **Rotation** → condition vérifiée.

Tableau V.2 : vérification de la torsion:

Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
1	0.578643	70.3307	0	0	92.3117	5.3254
2	0.450841	0.0002	71.7817	98.3054	0.0002	0.0009
3	0.430523	5.904	0.001	0.0014	7.0876	67.8081
4	0.160881	14.7097	0	0	0.3123	0.5408
5	0.105598	0.4195	0.089	0.0063	0.0071	16.5675
6	0.105483	0.002	19.1316	1.3916	0	0.0777
7	0.089197	0.0346	0	0	0.0012	1.6886
8	0.075372	4.7073	0	0	0.2135	0.0838
9	0.05135	0	3.9105	0.1784	0	0
10	0.047098	1.422	0	0	0.0259	1.373
11	0.046157	0.3292	0	0	0.0044	3.9032
12	0.039174	0.0001	1.7743	0.0507	0	0.0005

4. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

D'après le RPA99vs 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 $\pm 0.05L$ (L état la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $C_M - C_R \leq 5\%L$ $L_x = 22.95 \text{ m}$

$L_y = 18.20 \text{ m}$

C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

❖ Excentricité calculé :

Sens longitudinale (X-X) :

$$e_x \leq 5\%L_x = 0.05 \times 22.95 = 1.15\text{m}$$

Sens longitudinale (Y-Y) :

$$e_y \leq 5\%L_y = 0.05 \times 18.20 = 0.91\text{m}$$

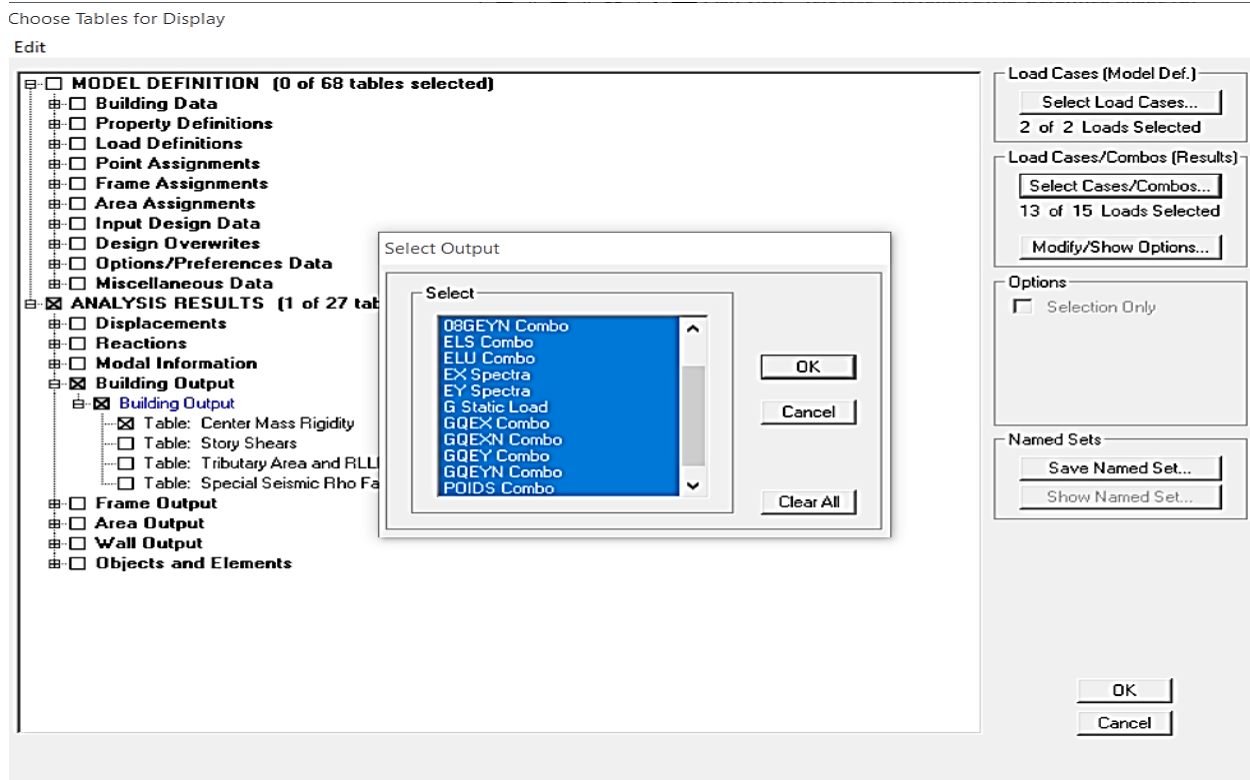
Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **Show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur: **select cases/combos**



Puis on clique : **ok** → **ok**

Les résultats s’afficheront comme suite :

Après on copiera ses résultats dans l’EXCEL on suivant le chemin :

Edit → **copy** → **collé dans l’Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu’il est montré sur le tableau suivant :

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$$e_y = |YCM - YCR|$$

Tableau V.3: Vérification de l'excentricité :

Story	Diaphragm	XXC M	YCC M	XC R	YC R	ex	5% Lx	ey	5% Ly	
ENTR SOL	D1	11.34 4	8.897	11.3 46	9.7 36	0.0 02	1.15	0.8 39	0.91	C. V
RDC	D2	11.34 1	8.911	11.3 46	9.1 6	0.0 05	1.15	0.2 49	0.91	C. V
ETAGE 1	D3	11.34 1	8.905	11.3 46	9.3 26	0.0 05	1.15	0.4 21	0.91	C. V
ETAGE 2	D4	11.34 1	8.917	11.3 46	9.4 2	0.0 05	1.15	0.5 03	0.91	C. V
ETAGE 3	D5	11.34 1	8.915	11.3 46	9.4 61	0.0 05	1.15	0.5 46	0.91	C. V
ETAGE 4	D6	11.33 8	8.898	11.3 46	9.4 61	0.0 08	1.15	0.5 63	0.91	C. V
TERAS SE	D7	11.34 1	8.918	11.3 46	9.4 38	0.0 05	1.15	0.5 2	0.91	C. V
SALLE MACHI NE	D8	11.34 6	6.309	11.3 49	6.7 08	0.0 03	1.15	0.3 99	0.91	C. V

5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mode 2003) :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux.

B_c : section du poteau considéré.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

❖ Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

Display → **Show Table**

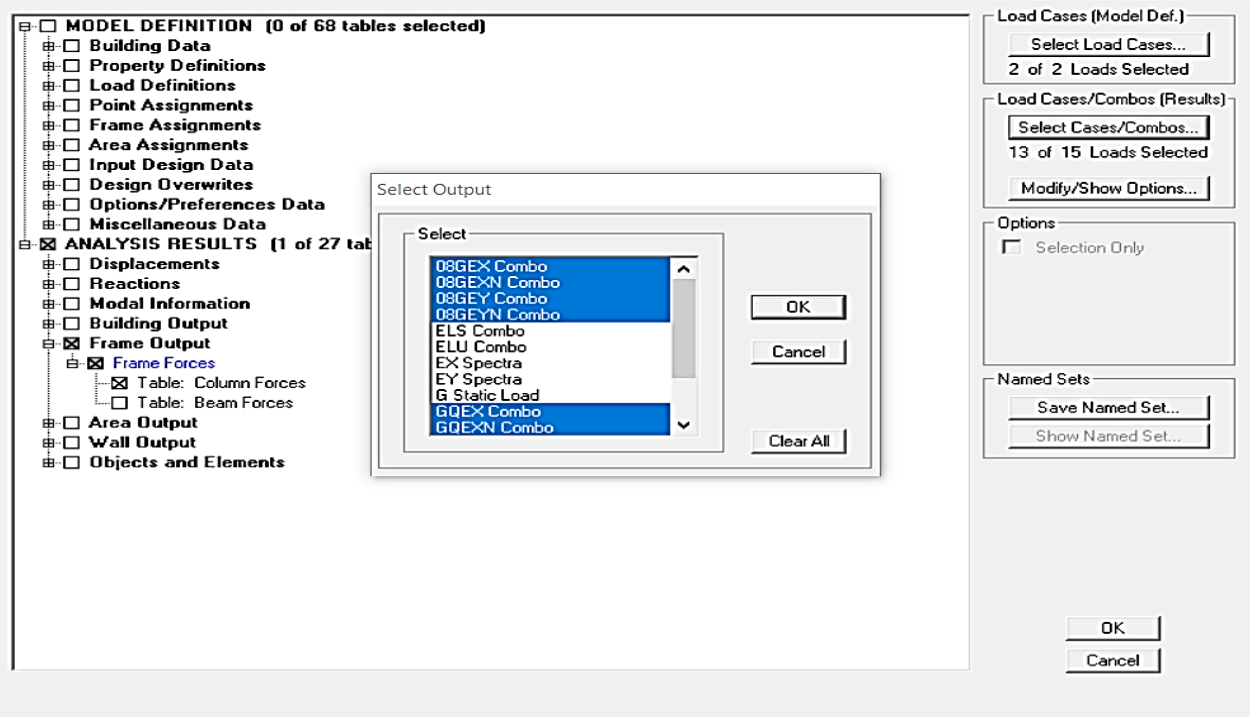
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/ combos**

Choose Tables for Display

Edit



Puis on clique : **Ok** → **Ok**.

Les résultats s’afficheront comme suit :

Column Forces

Edit View

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	0.000	-1151.89	-13.58	-2.66	-0.769	-7.09
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	1.840	-1142.58	-13.58	-2.66	-0.769	-2.19
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	3.680	-1133.26	-13.58	-2.66	-0.769	0.906
	ENTRE SOL	C13	GQEX MAX	0.000	-869.22	-1.01	4.60	0.232	15.84
	ENTRE SOL	C13	GQEX MAX	1.840	-859.90	-1.01	4.60	0.232	7.39
	ENTRE SOL	C13	GQEX MAX	3.680	-850.59	-1.01	4.60	0.232	4.77
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	0.000	-885.90	-1.46	-6.15	-0.229	-17.92
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	1.840	-876.59	-1.46	-6.15	-0.229	-6.61
	ENTRE SOL	C13	GQEX MIN	3.680	-867.27	-1.46	-6.15	-0.229	-1.13
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MAX	0.000	-319.95	11.51	1.39	0.770	5.39
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MAX	1.840	-312.50	11.51	1.39	0.770	2.84
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MAX	3.680	-305.05	11.51	1.39	0.770	2.08
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MIN	0.000	-868.62	-13.18	-2.38	-0.769	-6.71
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MIN	1.840	-861.17	-13.18	-2.38	-0.769	-2.33
	ENTRE SOL	C13	08GEXN MIN	3.680	-853.71	-13.18	-2.38	-0.769	0.25
	ENTRE SOL	C13	08GEYN MAX	0.000	-585.94	-0.61	4.88	0.231	16.22
	ENTRE SOL	C13	08GEYN MAX	1.840	-578.49	-0.61	4.88	0.231	7.25
	ENTRE SOL	C13	08GEYN MAX	3.680	-571.04	-0.61	4.88	0.231	4.13

OK

Puis on relève les valeurs de l’effort normale max tel que :

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

• **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1151.89 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1151.89 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.22 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 799.84 \text{ KN}$$

$$V = \frac{799.84 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.19 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 382.78 \text{ KN}$$

$$V = \frac{382.78 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.12 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

6. Vérification du déplacement maximal (ART B.6.5 ,3/BAEL91):

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{21.42}{500} = 0.04m$$

Avec :

δ_{max} : Déplacement maximal

H_t : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

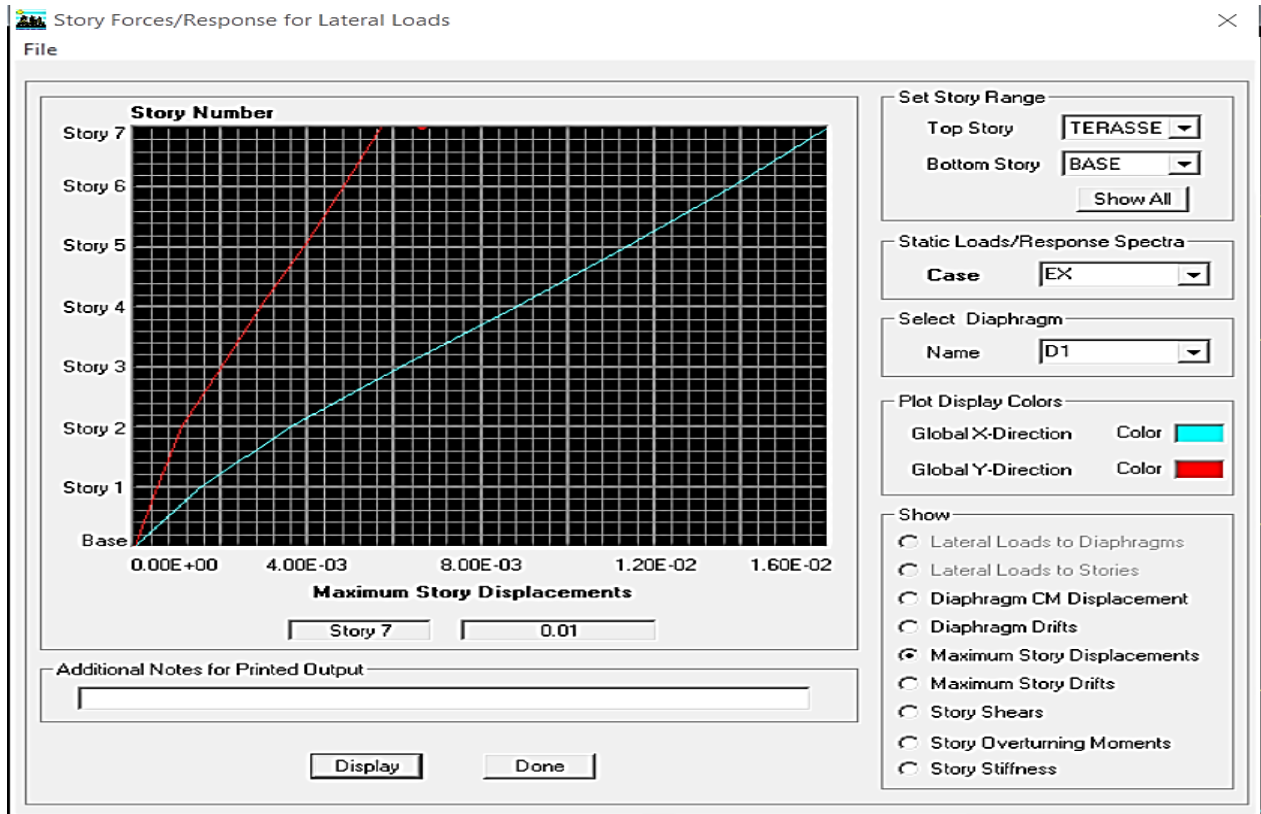
❖ **Détermination de déplacement maximal avec ETABS :**

➤ **Dans le sens longitudinal X-X :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image.



On clique sur **display**, et on relèvera la valeur du déplacement maximal.

➤ **Dans le sens transversal Y-Y :**

On le déterminer de même manière, en remplaçant la direction Ex par Ey et on relevé la valeur du déplacement.

❖ **Résultat trouvés :**

Déplacement maximal dans le sens X-X :

$$\delta_{max} = 0.01 < f = 0.04m$$

Déplacement maximal dans le sens Y-Y :

$$\delta_{max} = 0.01 < f = 0.04m$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible → **condition vérifiée.**

7. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{kx} \times H_{\text{étage}} \times R < 1\% \times H_{\text{étage}}$$

Et :

$$\Delta_{ky} \times H_{\text{étage}} \times R < 1\% \times H_{\text{étage}}$$

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Les valeurs de Δ_K seront tirées du logiciel ETABS.

Tableau V.4: Vérification du déplacement inter-étages sens X-X / Y-Y :

Story	$\Delta K_x(m)$	$\Delta k_y(m)$	R	$\Delta K_x \times H \times R$	$\Delta K_y \times H \times R$	1%H	
Terasse	0.000788	0.000575	3.5	0.00797	0.00581	0.0289	CV
Etage 4	0.000855	0.000591	3.5	0.008648	0.00597	0.0289	CV
Etage3	0.000899	0.000588	3.5	0.00909	0.00594	0.0289	CV
Etage2	0.000913	0.000562	3.5	0.00923	0.00568	0.0289	CV
Etage1	0.000849	0.000497	3.5	0.00858	0.00502	0.0289	CV
RDC	0.000721	0.000391	3.5	0.00729	0.00395	0.0289	CV
Entre-Sol	0.000366	0.000194	3.5	0.00522	0.00262	0.0408	CV

8. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

P_k : poids totale de la structure et des charges exploitation associées au-dessus de niveau « k ».

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans les tableaux suivant :

Tableau V.5: Vérification du l’effet P-Delta sens X-X :

Story	$P_k(KN)$	$\Delta_{kx}(m)$	$P_K \times \Delta K_X$	V_X	H_K	$V_X \times H_K$	θ_X	
Terasse	4387.75	0.000788	3.457547	631.79	2.89	1825.8731	0.00189364	CV
Etage 4	8118.27	0.000855	6.94112085	1062.91	2.89	3071.8099	0.00225961	CV
Etage 3	11912.65	0.000899	10.70947235	1416.29	2.89	4093.0781	0.00261648	CV
Etage 2	15726.44	0.000913	14.358239	1704.15	2.89	4924.9935	0.00291538	CV
Etage 1	19436.65	0.000849	16.50171585	1917.51	2.89	5541.6039	0.00297778	CV
RDC	23279.44	0.000721	16.78447624	2067.23	2.89	5974.2947	0.00280945	CV
Entre-sol	27430.26	0.000366	10.03947516	2154.41	4.08	8789.9928	0.00114215	CV

Tableau V.6: Vérification du l’effet P-Delta sens Y-Y :

Story	$P_k(KN)$	$\Delta_{ky}(m)$	$P_K \times \Delta K_Y$	V_Y	H_K	$V_Y \times H_K$	θ_Y	
Terasse	4387.75	0.000575	2.52295625	748.21	2.89	2162.3269	0.00116678	CV
Etage 4	8118.27	0.000591	4.79789757	1233.21	2.89	3563.9769	0.00134622	CV
Etage 3	11912.65	0.000588	7.0046382	1604.16	2.89	4636.0224	0.00151092	CV
Etage 2	15726.44	0.000562	8.83825928	1899.36	2.89	5489.1504	0.00161013	CV
Etage 1	19436.65	0.000497	9.66001505	2126.2	2.89	6144.718	0.00157208	CV
RDC	23279.44	0.000391	9.10226104	2294.35	2.89	6630.9715	0.00137275	CV
Entre-sol	27430.26	0.000194	5.32147044	2393.15	4.08	9764.052	0.00054501	CV

9. Vérification de l’effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} .

La force sismique totale V_{MSE} , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

0. 8VRPA < VETABS

W : poids de la structure.

A : coefficient d’accélération de zone,

D : facteur d’amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d’amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

R : coefficient de comportement global de la structure.

RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)

$$D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

La nature du sol : meuble (site S3) **T₂=0,50s**

η: facteur de correction d’amortissement donné par la formule suivante :

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

Où **ξ(%)** est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

On prend : **ξ = 8.5%**

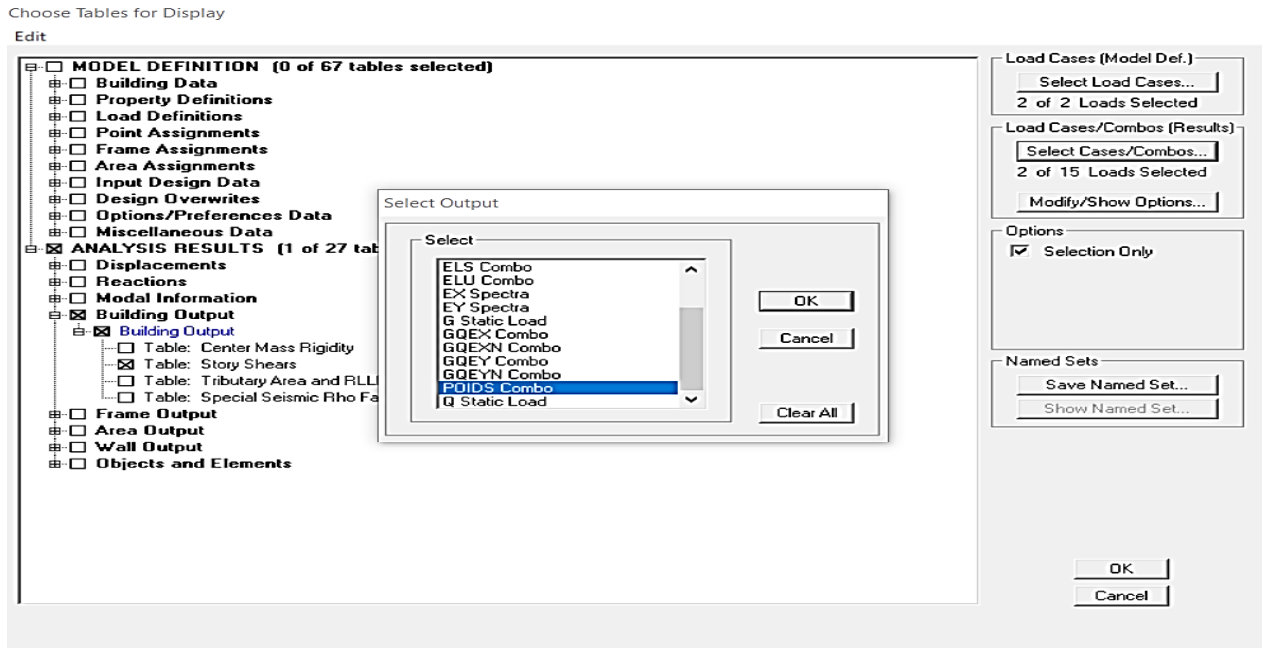
D’où : $\eta = 0.82 \geq 0.7 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{2/3} = 1.87$$

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show table** → **Building output** → **Building output** → **Table: story shear**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique: **OK** → **OK**.

Les résultats s’afficheront comme suit:

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SALLE	POIDS	Top	389.25	0.00	0.00	0.000	2407.491	-4416.049
	SALLE MACHINE	POIDS	Bottom	509.91	0.00	0.00	0.000	3268.205	-5785.335
	TERASSE	POIDS	Top	3573.67	0.00	0.00	0.000	30645.585	-40543.111
	TERASSE	POIDS	Bottom	4387.75	0.00	0.00	0.000	37847.724	-49779.562
	ETAGE4	POIDS	Top	7228.00	0.00	0.00	0.000	63019.251	-82001.552
	ETAGE4	POIDS	Bottom	8118.27	0.00	0.00	0.000	71157.335	-92102.457
	ETAGE3	POIDS	Top	10927.55	0.00	0.00	0.000	96216.467	-123973.329
	ETAGE3	POIDS	Bottom	11912.65	0.00	0.00	0.000	105214.306	-135149.937
	ETAGE2	POIDS	Top	14741.34	0.00	0.00	0.000	130343.876	-167240.854
	ETAGE2	POIDS	Bottom	15726.44	0.00	0.00	0.000	139341.715	-178417.461
	ETAGE1	POIDS	Top	18487.67	0.00	0.00	0.000	163828.799	-209744.617
	ETAGE1	POIDS	Bottom	19436.65	0.00	0.00	0.000	172503.861	-220511.386
	RDC	POIDS	Top	22222.99	0.00	0.00	0.000	197060.448	-252121.671
	RDC	POIDS	Bottom	23279.44	0.00	0.00	0.000	206709.172	-264107.859
	ENTRE SOL	POIDS	Top	26046.38	0.00	0.00	0.000	231195.320	-295498.094
	ENTRE SOL	POIDS	Bottom	27430.26	0.00	0.00	0.000	243495.711	-311199.370

OK

Alors le poids total de la structure : $w=27430.26KN$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.15	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure W_T	27430.26	/
Facteur d'amplification D	1.87	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.15}{3.5} \times 27430.26 = 2528.09 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 2528.09 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

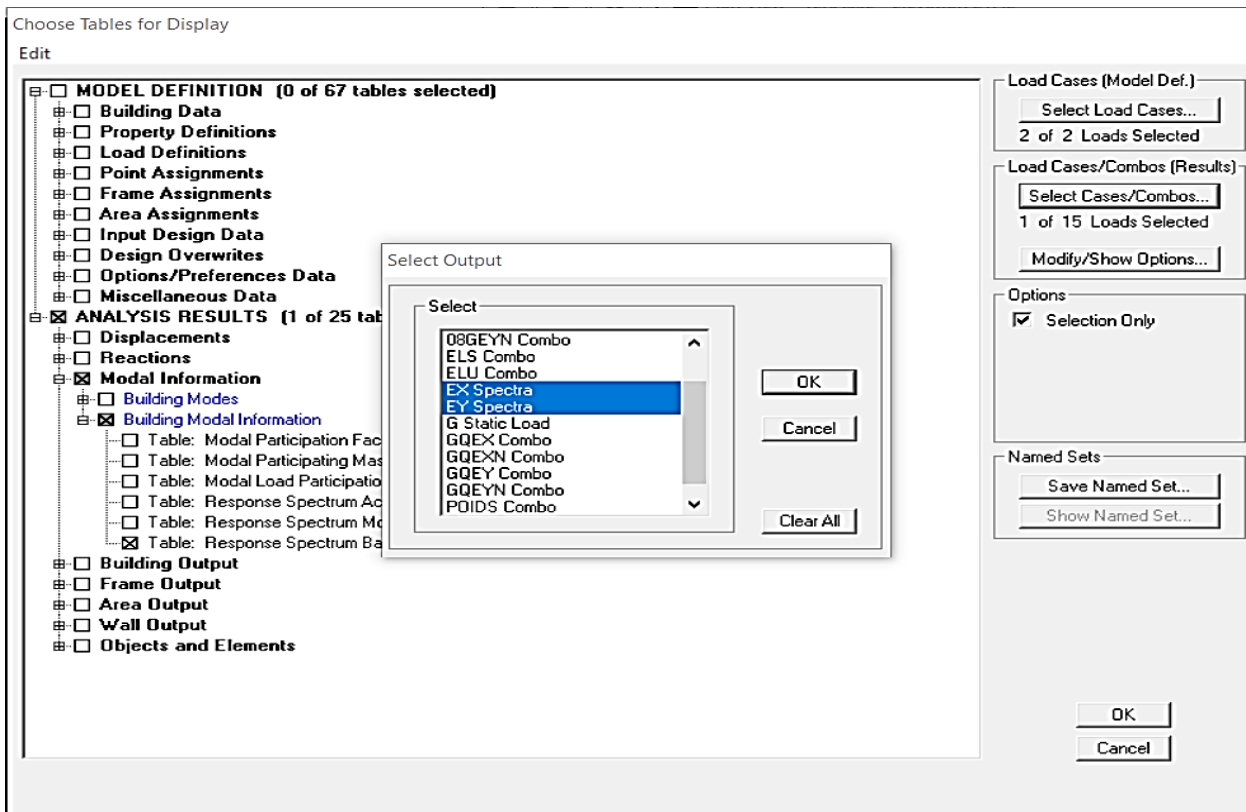
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis results → **modal information** → **building modal information** → **response spectrum base reactions**.

Puis on définit les combinaisons E_x et E_y spectre en cliquant sur : **select cases/combos**



Puis on clique : ok → ok

Les résultats s’afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	63.41	-0.06	0.00	0.199	120.614	-652.6
	EX	11	U1	14.68	0.10	0.00	-0.159	23.830	-153.9
	EX	12	U1	0.00	0.45	0.00	-1.067	-0.019	5.08
	EX	All	All	2154.41	1.47	0.00	22.435	33609.627	19025.0
	EY	1	U2	-0.87	0.00	0.00	-0.006	-14.080	7.68
	EY	2	U2	3.31	2259.56	0.00	-37255.309	51.703	25600.6
	EY	3	U2	-2.41	0.03	0.00	-0.517	-37.251	22.06
	EY	4	U2	0.27	0.00	0.00	-0.001	0.549	-2.46
	EY	5	U2	7.32	3.37	0.00	-12.659	13.426	-25.76
	EY	6	U2	-7.41	725.27	0.00	-2755.872	-11.567	8295.5
	EY	7	U2	-0.02	0.00	0.00	-0.001	-0.062	0.14
	EY	8	U2	0.05	0.00	0.00	0.000	0.150	-0.41
	EY	9	U2	-0.25	173.00	0.00	-520.645	-0.949	1968.5
	EY	10	U2	-0.06	0.00	0.00	0.000	-0.117	0.63
	EY	11	U2	0.10	0.00	0.00	-0.001	0.168	-1.08
	EY	12	U2	0.45	79.13	0.00	-188.522	-3.276	897.9
	EY	All	All	1.47	2393.16	0.00	37391.782	22.111	27140.5

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \max F_1 = 2154.41KN$$

$$V_{Ydyn} = \max F_2 = 2393.16KN$$

❖ **Vérification :**

▪ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 2154.41KN > 0.8V_{RPA} = 0.8 \times 2528.09 = 2022.47KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens transversal :**

$$V_{Ydyn} = 2393.16KN > 0.8V_{RPA} = 0.8 \times 2528.09 = 2022.47KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

CHAPITRE VI
Ferraillage des éléments
structuraux

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants s’effectuera selon le règlement BAEL91, et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99v2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

1. Les combinaisons d’actions:

Les combinaisons d’actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

A. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d’actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✦ **Selon BAEL 91 : Situation durable :**

➤ **E.L.U:** $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$

➤ **E.L.S:** $G + Q \dots\dots\dots (2)$

✦ **Selon le R.P.A : Situation accidentelle :**

$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$

$0.8G \pm E \dots\dots\dots (4).$

Les poteaux sont calculés sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les Situations suivantes.

❖ **Situation durable et accidentelle :**

Tableau (VI .1.1): Situation durable et accidentelle.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	18.48	1	400	400

VI.1. Ferrailage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions du Poteau.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

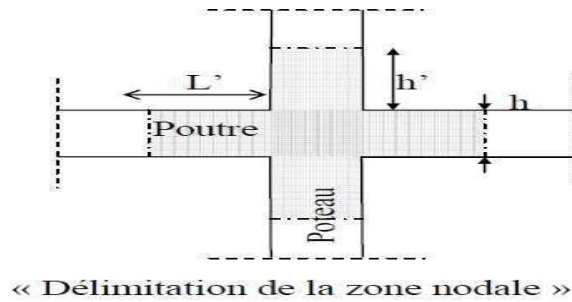


Figure (VI.1.1) : La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ version 2003)

• Les armatures transversales sont calculées par la formule suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\left[\begin{array}{ll} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(\phi_l^{min}; 15\text{cm}) \rightarrow$ En zone nodal.

$S' \rightarrow (15\phi_l^{min}) \rightarrow$ En zone courante.

Avec :

ϕ_l^{min} : Est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

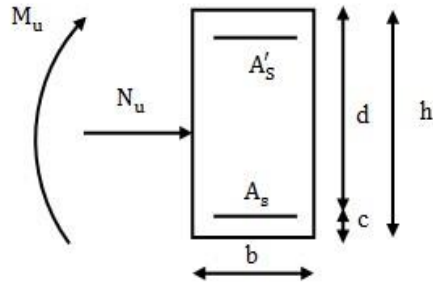
3. Calcul du ferrailage :

a. L'armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



• **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

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

$$N_u \times (d - c) - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) h f_{bc}$$

Avec:

M_f : Moment fictif. $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

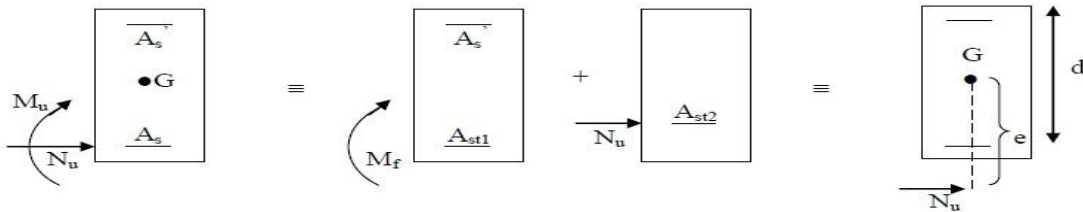


Figure (VI.1.2) : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M_f = M_f \times M_l$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

D'où la section réelle est : $A'_{st} = A'$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée, si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

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

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \geq (0.337 \times h - 0.81 \times c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter:

1^{er} cas : $z \leq y \quad N_u \cdot (d - c') - M_f \geq (0.5 h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_{sc1}$$

2^{eme} cas : $x \leq y \leq z$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \leq N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0.5 h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = 0 \text{ cm}^2$$

4. ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC » les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

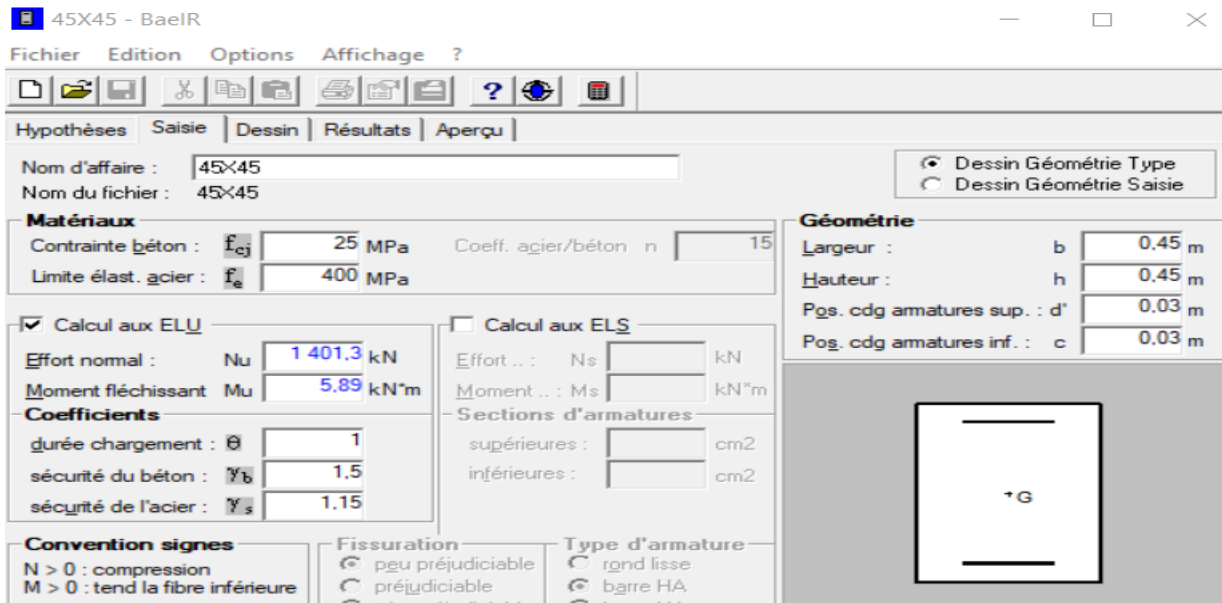


Figure (VI.1.3): Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

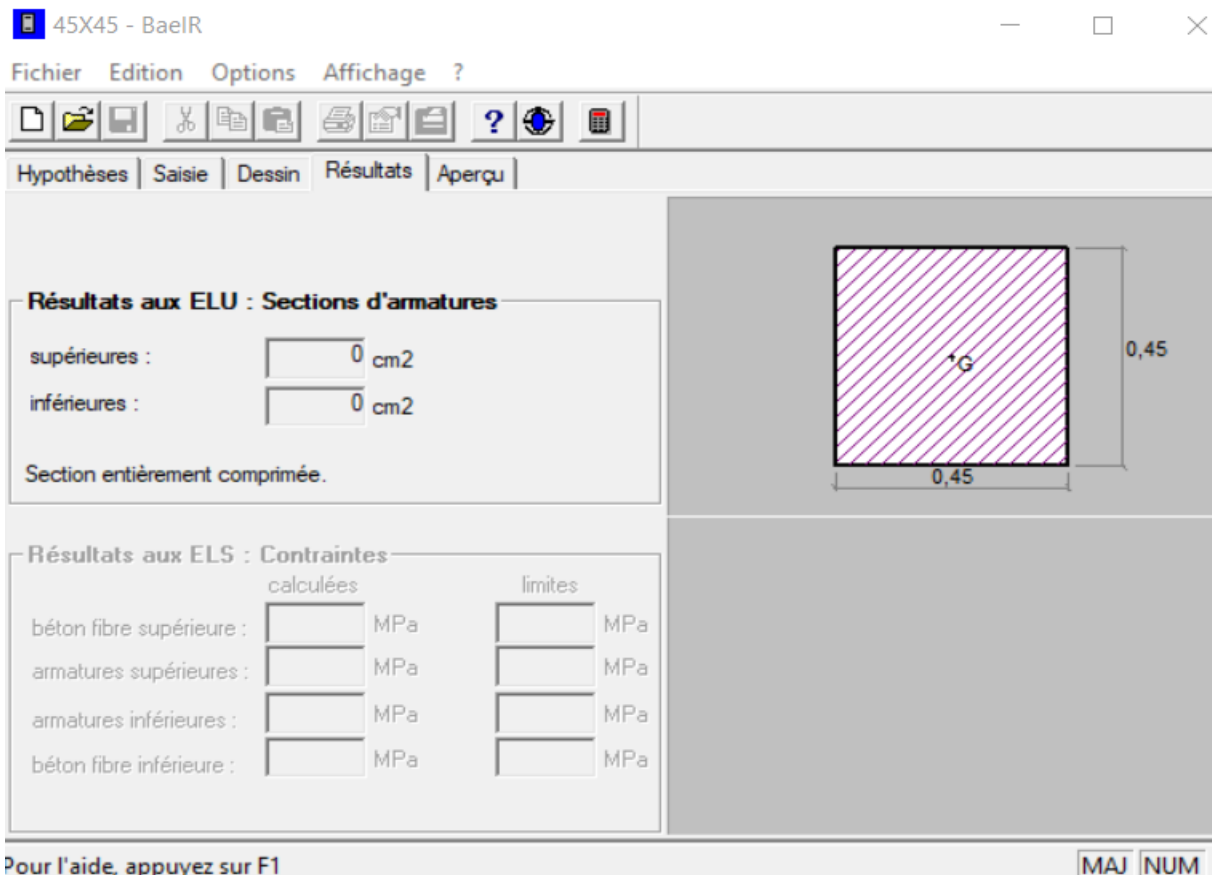


Figure (VI.1.4): Affichage des résultats

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau (VI.1.3): Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c'$	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_s Adoptée	Choix
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1401.26	5.891	0.0042	0.195	SEC	0	0	16.2	18.72	4HA20 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_X	-306.16	5.112	0.016	0.195	SEC	4.02	4.78			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_X	302.17	71.919	0.238	0.195	SPC	0	0.88			
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1076.12	16.312	0.015	0.17	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_X	-46.23	1.569	0.033	0.17	SEC	0.53	0.8			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_X	184.79	66.638	0.36	0.17	SPC	0	2.88			
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	497.22	21.842	0.043	0.145	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	0.8G + E_X	-5.24	1.118	0.213	0.145	SPC	0	0.18			
	$N_{cor} - M_{max}$	G + Q + E_X	23.2	54.566	2.351	0.145	SPC	0	4.89			

Tableau (VI.1.4): Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c'$	Nature	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (RPA)	A_s Adoptée	Choix
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1401.26	5.891	0.0042	0.195	SEC	0	0	16.2	18.72	4HA20 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_Y$	-766.69	2.261	0.0029	0.195	SEC	10.85	11.19			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_Y$	691.14	47.323	0.0684	0.195	SEC	0	0			
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	1076.12	16.312	0.0151	0.17	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_Y$	-276.14	2.576	0.00932	0.17	SEC	3.75	4.19			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_Y$	308.46	50.956	0.1651	0.17	SEC	0	0			
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	497.22	21.842	0.0439	0.145	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
	$N_{min} - M_{cor}$	$0.8G + E_Y$	-10.44	2.057	0.1970	0.145	SPC	0	0.35			
	$N_{cor} - M_{max}$	$G + Q + E_Y$	11.02	54.982	4.9892	0.145	SPC	0	5.1			

• **Vérifications à l'ELU :**

➤ **Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{max} = \frac{20}{3} = 6,66mm \quad \text{soit } \phi_l = 8mm$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art .4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

En zone nodal : (pour zone IIa)

$$S_t \leq \min(10\phi_{\min 1} ; 15cm)$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2 ; 15cm) = 12cm$$

Nous adoptons : $S_t = 10$ cm

En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_l^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18cm$$

Nous adoptons : $S_t = 15cm$

Avec :

$\phi^{\min 1}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs présidentes

Avec :

b_1 : diamètre de la section du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7h_e$

Tableau VI.1.5 : vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} (cm^2)$		A_{adopt}	Observation
				Zone courant $S_t = 15cm$	Zone nodal $S_t = 10cm$		
45x45	$h_e = 408$	285.6	6.346	2.025	1.35	3.14	C.V
	$h_e = 289$	202.3	4.495	2.97	1.98	3.14	C.V
40x40	$h_e = 289$	202.3	5.057	1.8	1.2	3.14	C.V
	$h_e = 289$	202.3	5.78	1.575	1.05	3.14	C.V

d. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$$

b_1, h_1 : dimensions du Poteau.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

Tableau VI.1.6 : délimitation de la zone nodale

	H	h'
Ente sol (45x45)	4.08	$h' = \max \left\{ \frac{408 - 35}{6}; 45; 45; 60cm \right\} = 62.16 \text{ cm}$
RDC (45x 45)	2.89	$h' = \max \left\{ \frac{289 - 35}{6}; 45; 45; 60cm \right\} = 60 \text{ cm}$
Etage 1, 2,3 (40x40)	2.89	$h' = \max \left\{ \frac{289 - 35}{6}; 40; 40; 60cm \right\} = 60 \text{ cm}$
Etage 4, 5 (35x35)	2.89	$h' = \max \left\{ \frac{289 - 35}{6}; 35; 35; 60cm \right\} = 60 \text{ cm}$

e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.1.7 : vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d=h.c (cm)	ρ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
I	45x45	48.24	45	42	0.075	0.255	1.875	C.V
	45x45	48.24	45	42	0.04	0.255	1	C.V
II	40x40	47.86	40	37	0.075	0.323	1.875	C.V
III	35x35	42.56	35	32	0.075	0.38	1.875	C.V

f. longueur d'ancrage (longueur de scellement) Art 6.1.22BAEL 91 :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$

Ψ_s : 1,5 pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

- pour les HA12 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 42,32 \text{ cm}$
- pour les HA14 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 49,38 \text{ cm}$
- pour les HA16 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 56,44 \text{ cm}$
- pour les HA20 : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 70,54 \text{ cm}$

g. longueur de recouvrement :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est : $L=40\emptyset$

- pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48$ cm
- pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56$ cm
- pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1,6 = 64$ cm
- pour les HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm

Vérification à L'ELS :

1 – condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adopte} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right).$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1.8): Vérification de la condition de non fragilité.

Section	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	A_{min}	A_s Adoptée	OBS
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	1020.05	4.274	0.004	0.075	SEC	5.61	18.72	Condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	119.96	3.736	0.031	0.075	SEC	5.626		
	$N_{cor} - M_{max}$	893.86	17.766	0.0198	0.075	SEC	5.621		
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	783.44	11.844	0.0151	0.066	SEC	4.40	14.19	Condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	-11.56	0	0	0.066	SEC	4.395		
	$N_{cor} - M_{max}$	635.53	25.662	0.0403	0.066	SEC	4.41		
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	363.12	15.814	0.0435	0.058	SEC	3.34	10.67	Condition vérifiée
	$N_{min} - M_{cor}$	2.76	21.245	7.697	0.058	SPC	-5.223		
	$N_{cor} - M_{max}$	13.14	28.655	2.180	0.058	SPC	4.476		

Vérification des contraintes à L'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_b$ et $\overline{\sigma}_s$.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau (VI.1.9): Vérification des contraintes à L'ELS.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nature	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ inf}}$	$\sigma_{bc \text{ adm}}$	$\sigma_{st \text{ sup}}$	$\sigma_{st \text{ inf}}$	$\overline{\sigma}_s$	OBS
45x45	1020.05	4.274	SEC	4.2	3.84	15	62.6	58	348	CV
	119.96	3.736	SEC	0.63	0.32	15	9.13	5.05	348	CV
	893.86	17.766	SEC	4.27	2.78	15	62.5	43.2	348	CV
40x40	783.44	11.844	SEC	4.43	3.09	15	65	47.9	348	CV
	-11.56	0	SEC	0.06	0.06	15	0.83	0.83	348	CV
	635.53	25.662	SEC	4.51	1.6	15	64.3	27.2	348	CV
35x35	363.12	15.814	SEC	3.62	0.91	15	50.8	17.2	348	CV
	2.76	21.245	SPC	2.22	0	15	24.6	-58.3	348	CV
	13.14	28.655	SPC	3.05	0	15	34.4	-75.3	348	CV

Conclusion :

Le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

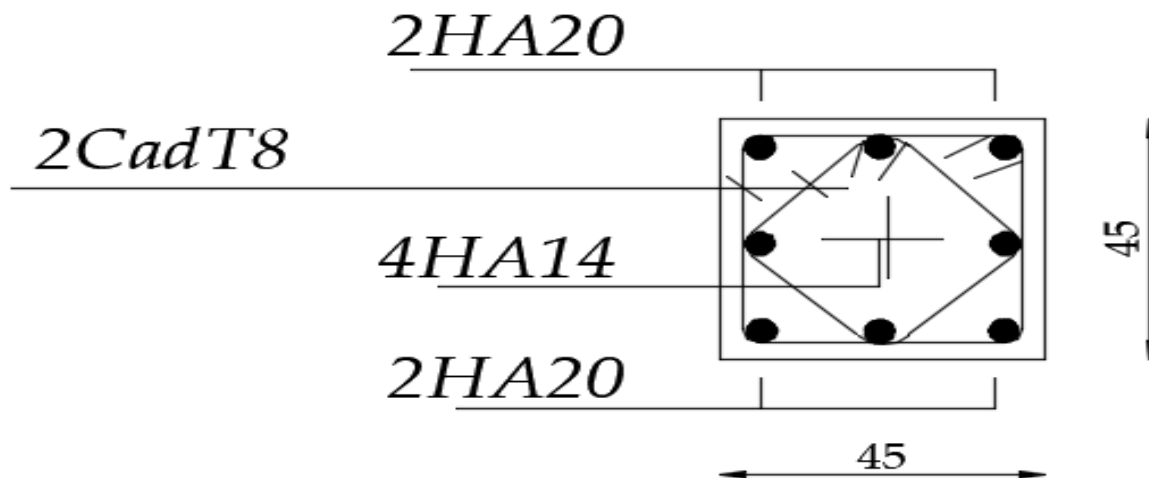
Tableau (VI.1.9): Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)	Ferrailage
Entre sol / RDC	45x45	18.72	4HA20+4HA14
Etage 1/2/3	40x40	14.20	4HA16+4HA14
Etage 4/5	35x35	10.68	4HA14+4HA12

Schéma de ferrailage des poteaux :❖ **Poteaux 45 × 45 :**

Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA14 = 18.72 \text{ cm}^2$.

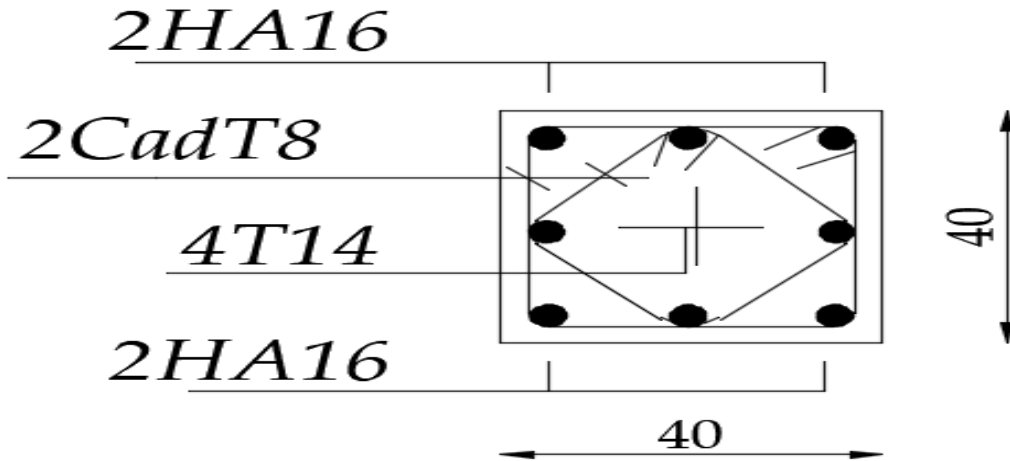
Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



❖ Poteaux 40 × 40 :

Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$.

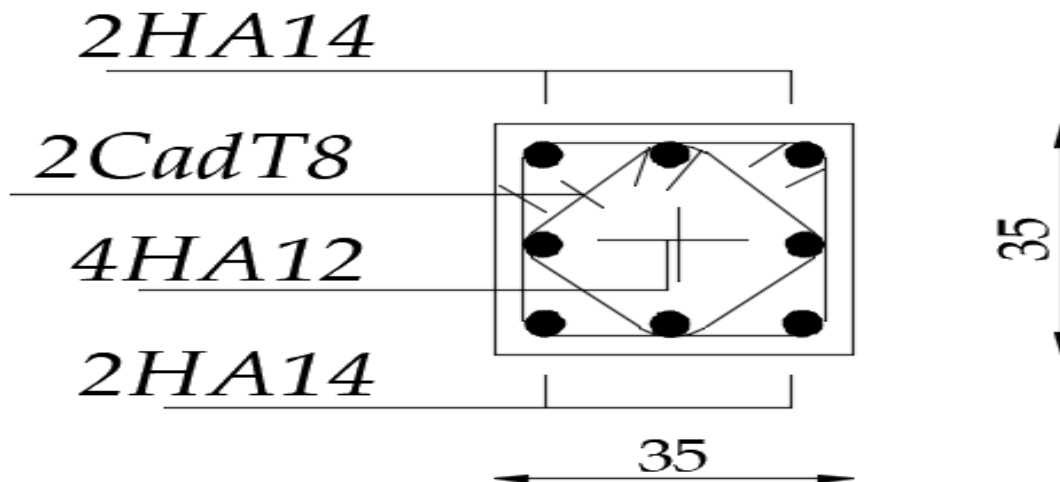
Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



❖ Poteaux 35 × 35 :

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.



VI.2 Ferrailage des poutres :

1. Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2. Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivant :

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{à L'ELU}$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E \quad \text{RPA99/version 2003}$$

3. Recommandation 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 :

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales

Section	0,5% b.h (cm ²)	4% b.h (cm ²)	6% b.h (cm ²)
PP (30x40)	6	48	72
PS (30x35)	5,25	42	63
Poutre de chaînage (25x20)	2,50	20	30

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 \emptyset en zone IIa .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Les quantités minimales des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

➤ $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$ en zone nodale

➤ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : ϕ_{min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

4. calcul des armatures à L'ELU :

a / calcul des armatures longitudinales :

Les armatures serrant déterminées en utilisation les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad \gamma_b = 1,5 \quad f_{bc} = 14,2MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1,15 \quad \sigma_{st} = 348MPa$$

➤ Si $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c'est-à-dire la section ne contiendra les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

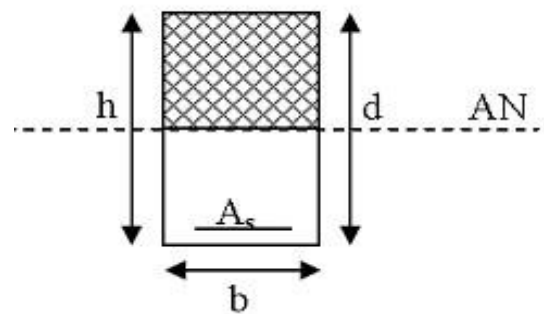


Figure (VI.2.1) : disposition des armatures tendues

SSA

➤ Si $\mu \geq \mu_l = 0$ a section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendues ainsi que des aciers comprimées.

On calcul: $M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues:

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

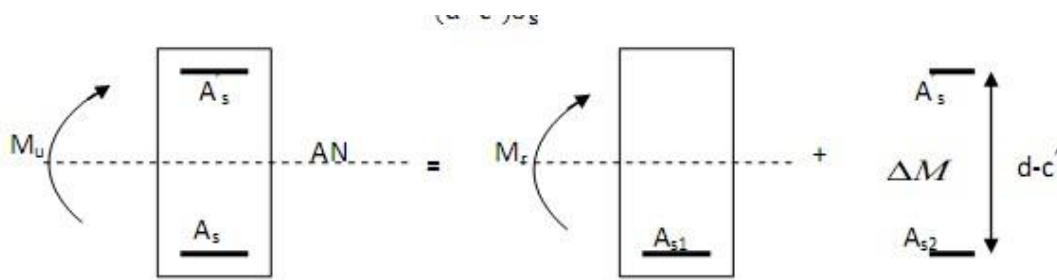


Figure (VI.2.2) : Disposition des armatures SDA

5. Calcul des armatures :

• Poutre principale : $h=40\text{cm}$ $b=30\text{cm}$ $d=h-c=40-3=37\text{cm}$ $c=3\text{cm}$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128,901 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,222 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,222 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,222 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,873$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{128,901 \times 10^3}{0,873 \times 37 \times 348} = 11,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 11,46 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{adopp} = 3HA16 + 3HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$

- En travées:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,102 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,120 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,120 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,120 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,936$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,102 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 348} = 5,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = \mathbf{5,81 \text{ cm}^2}$$

On a: $A_{adopp} = 3HA16 + 2HA12$

• **Poutre secondaire :** h=35cm b=30cm d=h-c=35-3=32cm c=3cm

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69,513 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,159 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,159 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,159 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,912$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,513 \times 10^3}{0,912 \times 32 \times 348} = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = \mathbf{6,84 \text{ cm}^2}$$

on a : $A_{adopp} = 3HA14 + 2HA12$

- En travées:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,044 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,073 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,073 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,073 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,044 \times 10^3}{0,962 \times 32 \times 348} = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \mathbf{2,99 \text{ cm}^2}$$

on a : $A_{adopp} = 3HA14$

• Poutre de chinage : h=20cm b=25cm d=h-c=20-3=17cm c=3cm

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,7 \times 10^3}{25 \times 17^2 \times 14,2} = 0,133 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,133 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,133 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,928$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,7 \times 10^3}{0,928 \times 17 \times 348} = 2,495 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,495 \text{ cm}^2$$

on a : $A_{adopp} = 3\text{HA}12$

- En travées:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,217 \times 10^3}{25 \times 17^2 \times 14,2} = 0,070 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,070 \leq \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,070 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,217 \times 10^3}{0,964 \times 17 \times 348} = 1,265 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,265 \text{ cm}^2$$

on a : $A_{adopp} = 3\text{HA}12$

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres à L'ELU

Poutre	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{ad} (cm ²)
Poutre principale	Travée	70,102	0,120	SSA	0,936	5,81	3HA16 fil +2HA12 chap	8,29
	Appuis	128,901	0,222	SSA	0,873	11,46	3HA16 fil +3HA16 chap	12,06
Poutre secondaire	Travée	32,044	0,073	SSA	0,962	2,99	3HA14 fil	4,62
	Appuis	69,513	0,159	SSA	0,912	6,84	3HA14 fil +2HA12chap	6,88
Poutre de chinage	Travée	7,217	0,070	SSA	0,964	1,265	3HA12	3,39
	Appuis	13,7	0,133	SSA	0,928	2,495	3HA12	3,39

6. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau VI.2. 3: Condition de non fragilité

Poutre	Localisation	A_{adopti}	A_{min}	Vérification
Poutre principale	Travée	8,29	1,340	Condition vérifiée
	Appuis	12,06	1,340	Condition vérifiée
Poutre secondaire	Travée	4,62	1,159	Condition vérifiée
	Appuis	6,88	1,159	Condition vérifiée
Poutre de chainage	Travée	3,39	0,513	Condition vérifiée
	Appuis	3,39	0,513	Condition vérifiée

• **Armatures longitudinales (Art 7 .5.2.1RPA/version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$

Tableau VI.2. 4 : Armatures longitudinales

Poutre	Localisation	A_{st}	$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$	Vérification
Poutre principale	Travée	8,29	6	Condition vérifiée
	Appuis	12,06	6	Condition vérifiée
Poutre secondaire	Travée	4,62	5,25	Condition vérifiée
	Appuis	6,88	5,25	Condition vérifiée
Poutre de chainage	Travée	3,39	2,50	Condition vérifiée
	Appuis	3,39	2,50	Condition vérifiée

• **Armatures transversales : (Art 7 .5.2.2RPA/version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. 5: Armatures transversales

Poutre	Calcul de S_t (cm)			A_t = 0,003 $\times S_t \times b$	Ferrailage (cm^2)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (10 ; 12)	$S_t=10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (8,75 ; 12)	$S_t=8,75$	0,7875	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t=15$	1,35	
Poutre de chaînage	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (5 ; 12)	$S_t=5$	0,375	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 10$	$S_t = 7$	0,525	

➤ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL91modifiée) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Avec :

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à L'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) = (3,33; 5MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

Tableau VI. 2. 6 : Vérification aux cisaillements

Poutre	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observe
Poutre principale	$V_u^{max} = 100,58$	30	37	0,906	3,33	Condition vérifiée
Poutre secondaire	$V_u^{max} = 61,36$	30	32	0,639	3,33	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	$V_u^{max} = 10,7$	25	17	0,251	3,33	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art 5.1.313 BAEL91modifiée) :

Il faut vérifier que :

$$V_u^{max} \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.2. 7 : Influence sur le béton

Poutre	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{V}_u (KN)	observe
Poutre principale	100,58	30	37	25	1,5	666	Condition vérifiée
Poutre secondaire	61,36	30	32	25	1,5	576	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	10,7	25	17	25	1,5	255	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers (Art 5.1.312 BAEL91modifiée) :

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si $\left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Si $\left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) > 0 \rightarrow$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Tableau VI.2. 8 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers

Poutre	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)	d(m)	Fe (MPa)	$\left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Obs
Poutre principale	100,58	70,102	0,37	400	-109,93	Condition vérifiée
Poutre secondaire	61,36	32,044	0,32	400	-49,90	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	10,7	7,217	0,17	400	-36,46	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres (BAEL91modifiée99Art 6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres $\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$

Tableau VI.2. 9 : vérification d'adhérence et d'entrainement des barres

Poutre	Ferrailage	V_u	d (cm)	ΣU_i	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	Obs
Poutre principale	3HA16fil+3HA16chap	100.58	37	301.44	1.00	3.15	Condition vérifiée
Poutre secondaire	3HA14fil+2HA12chap	112.64	32	207.24	1.88	3.15	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	3HA12	10.7	17	113.04	0.618	3.15	Condition vérifiée

➤ Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage:

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2)2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ($\phi 12, \phi 14, \phi 16$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \quad \text{on prend} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \quad \text{on prend} \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \quad \text{on prend} \quad L_s = 60 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à « $0,4 L_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour le HA12 : $L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.92cm$

Pour le HA14 : $L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75cm$

Pour le HA16 : $L_c = 0.4 \times 56.43 = 22.572cm$

7. Verification à l'ELS:

a) Etat limite de compression des fissures :

La fissuration considérée comme peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

C) Etat limite de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

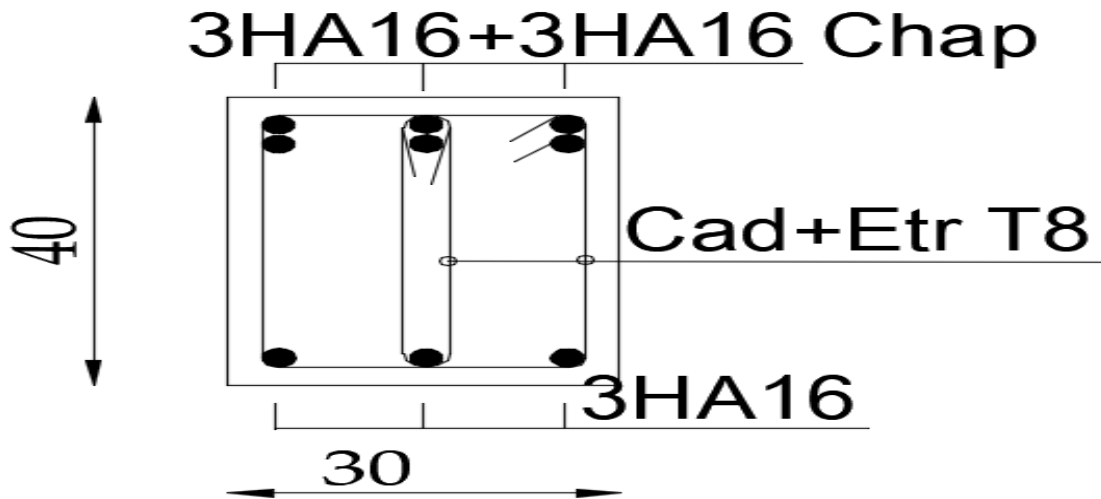
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$$

Tableau VI .2. 10 : vérification à L'ELS

Poutre	Localisation	M_s^{max}	A_{adopt}	ρ_1	β_1	σ_{st}	K_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
Poutre principale	Travée	50.966	8.29	0.746	0.875	187.89	25	7.59	15	348	C.V
	Appuis	92.402	12.06	1.086	0.856	241.91	19.72	12.26	15	348	C.V
Poutre secondaire	Travée	23.268	4.62	0.481	0.895	175.85	32.62	5.39	15	348	C.V
	Appuis	30.913	6.88	0.716	0.877	160.10	25.65	6.24	15	348	C.V
Poutre de chainage	Travée	4.656	3.39	0.797	0.872	92.65	24.06	3.85	15	348	C.V
	Appuis	8.351	3.39	0.797	0.872	166.17	24.06	6.90	15	348	C.V

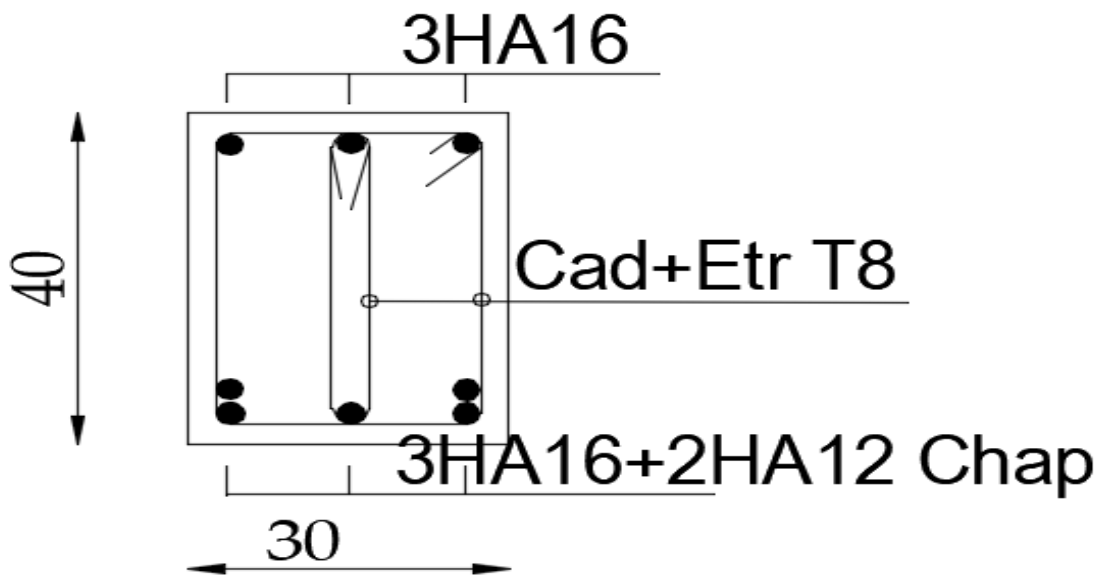
Schéma de ferraillage de la poutre principale :

- Aux appuis : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)



Ferraillage d'une poutre principal aux appuis

- En travée : 3HA16 (fil) + 2HA12 (chap)



Ferraillage d'une poutre principal en travée

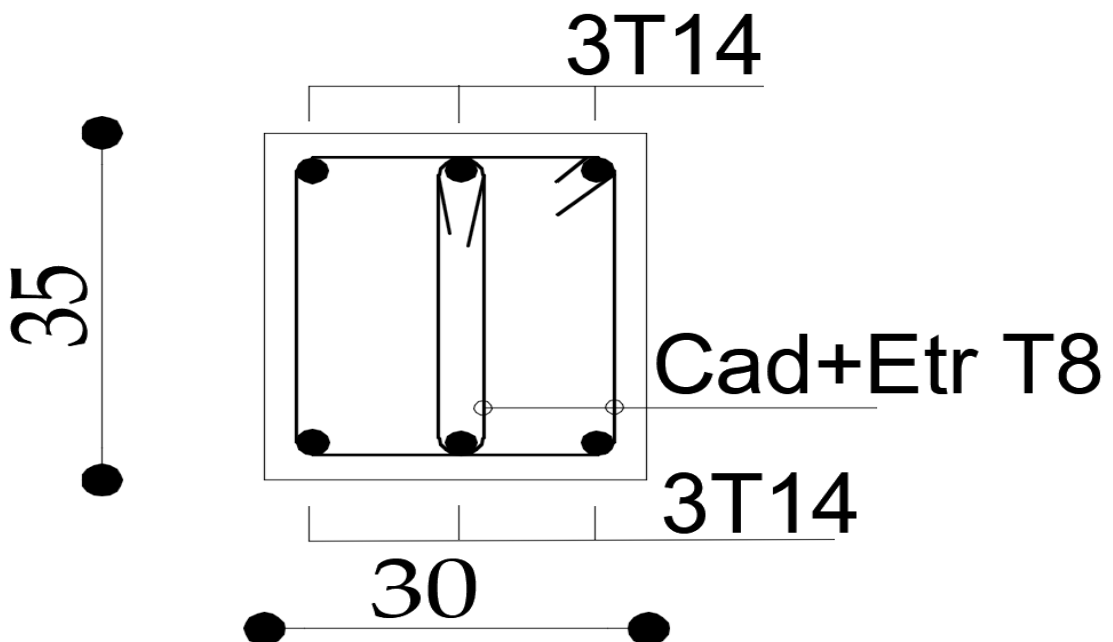
Schéma de ferrailage de la poutre secondaire :

- Aux appuis : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chap)



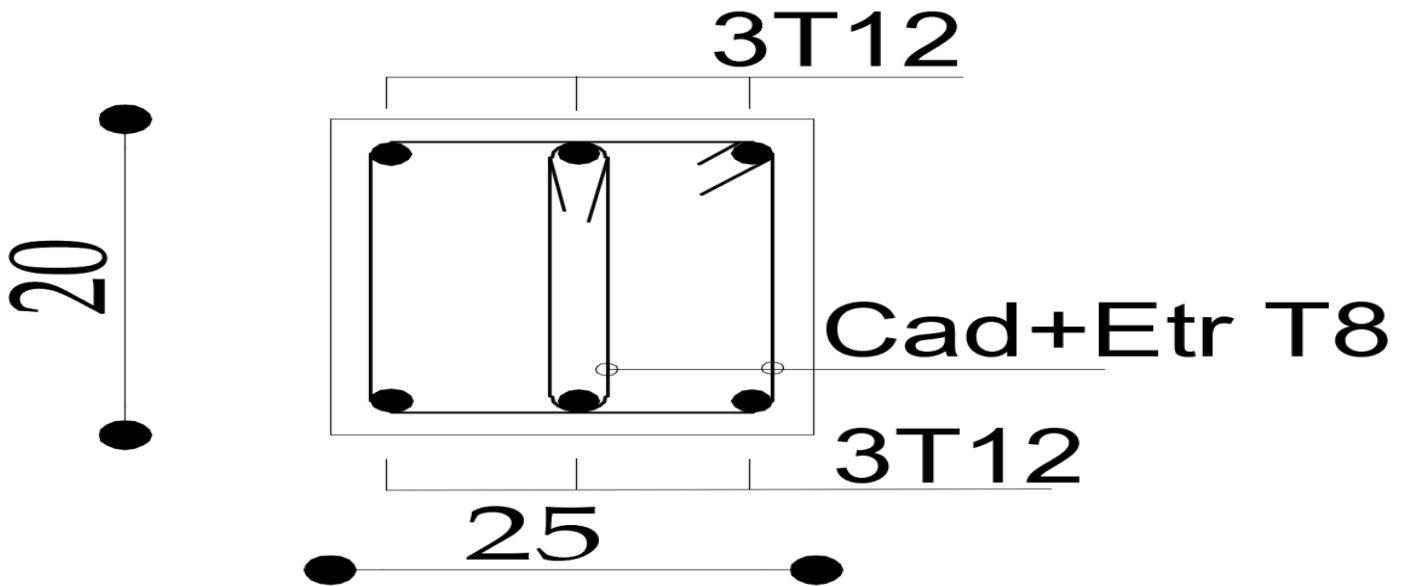
Ferrailage d'une poutre secondaire aux appuis

- En travée : 3HA14 (fil)



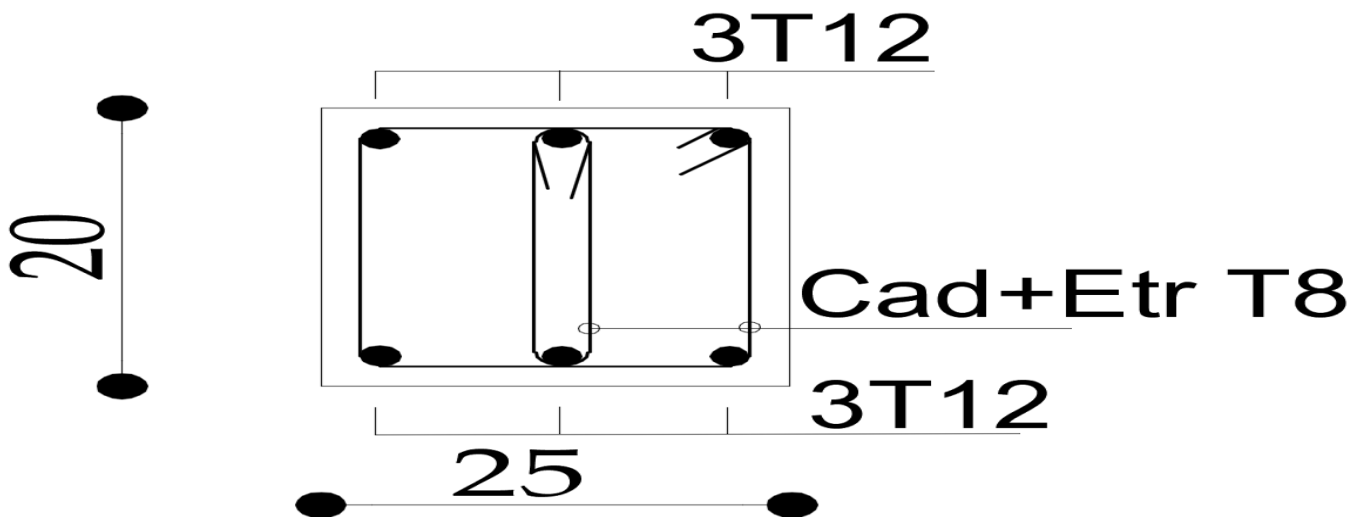
Ferraillage d'une poutre secondaire en travée
Schéma de ferraillage de la poutre chaînage :

- Aux appuis : 3HA12 (fil)



Ferraillage d'une poutre chaînage aux appuis

- En travée : 3HA12 (fil)



Ferraillage d'une poutre chaînage aux appuis

VI.3. Ferraillage des voiles :

Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

1. Combinaison d'action :

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** Entre sol, RDC.
- ✓ **Zone II :** 1^{ER}, 2^{eme} et 3^{eme} étage.
- ✓ **Zone III :** 4^{eme} et 5^{eme} étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

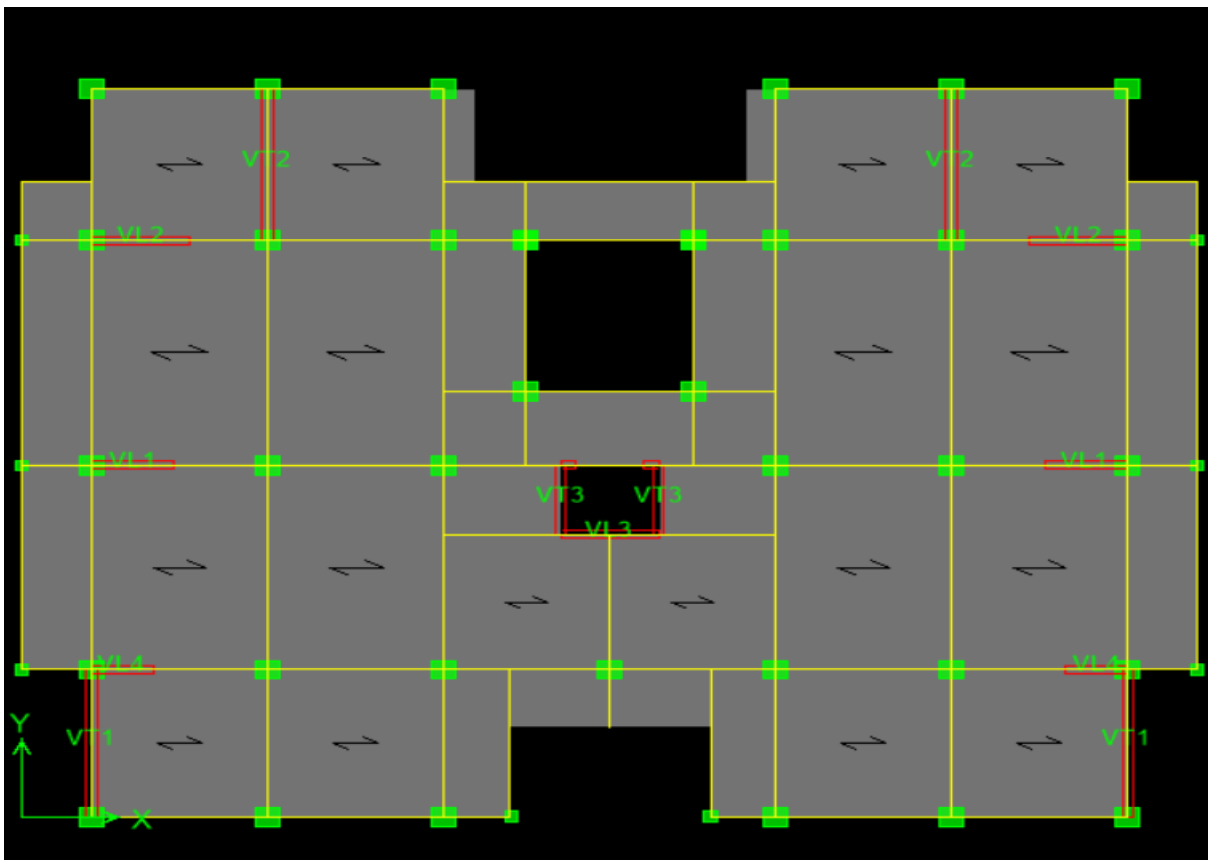
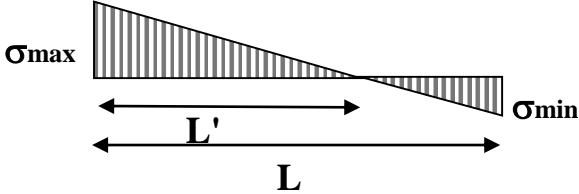
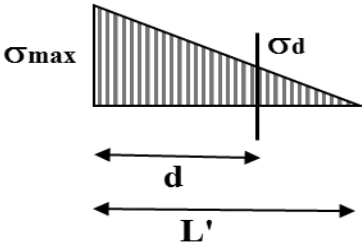
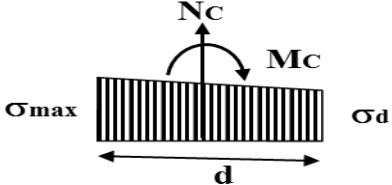


Figure (VI.3.1): Disposition des voiles

2. Exposé de la méthode de calcul:

❖ Armature verticale:

<p>Type de sollicitation</p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC.</i></p> 
<p>longueur de calcul « d »</p>	<p>$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c).$</p>
<p>Largeur L'</p>	<p>$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$</p>
<p>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</p>	<p>$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$</p> 
<p>Calcul des efforts internes correspondants</p>	<p>$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_d}{2} d \cdot e$</p> 
<p>Calcul du ferrailage</p>	<p>$\gamma_s = 1$ γ_s : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> <p>$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ σ_s : Contrainte de calcul des acier</p> <p>$\sigma_s = 400,0$ [Mpa]</p> <p>$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ A_s : Section des armatures</p>
<p>Armatures minimales</p>	<p>$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (BAEL Art A. 4.2.1)</p> <p>$A_{min} \geq A = 0.002B$ (RPA Art 7.7.4.1)</p>

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature de couture : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4T$ T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1, 5e; 30cm\}$ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

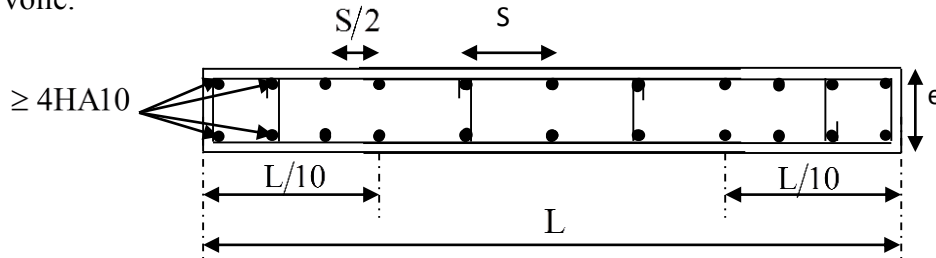
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V= 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

3. Calcul de ferrailage :

VL1=1,6m		Zone	I	II	III
Solicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage		4,08	2,89	2,89
	L (m)		1,60	1,60	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,32	0,32	0,32
	H		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		721,890	793,380	449,810
	N _{ser} (KN)		1378,99	1033,52	555,23
	V _u (KN)		1010,646	1110,732	629,734
	σ _{max} (KN/m ²)		7238,340	4700,060	3937,020
	σ _{min} (KN/m ²)		4665,130	2999,160	2847,780
	σ _s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	L _c		0,97	0,98	0,93
	L _t		0,63	0,62	0,67
	d		0,65	0,65	0,62
	σ ₁		2412,780	1566,687	1312,340
	N ₁		626,00	408,06	324,91
	A _{v1} /bande (cm ²)		15,65	10,20	8,12
	A _{vj} (cm ²)		27,79	30,55	17,32
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		22,60	17,84	12,45
Armatures minimales			2,59	2,60	2,48
Ferrailage adopté	A ^{v1} adopté (cm ²)		24,11	18,46	13,56
	Choix de A (cm ²)		2*(6HA16)	2*(6HA14)	2*(6HA12)
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe/ml (cm ²)		6,03	4,80	4,80
	AH adopté/ml (cm ²)		6,78	5,65	5,65
	choix de la section		6HA12	5HA12	5HA12
	Espacement (cm)		15	20	20
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		3,509	3,857	2,187
	3,26 MPA		2,507	2,755	1,562
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		3,872	2,973	1,631

VL2=1,9m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		4,08	2,89	2,89
	L (m)		1,90	1,90	1,90
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,38	0,38	0,38
	H		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		395,410	341,200	165,270
	N _{ser} (KN)		1203,21	870,23	460,21
	V _u (KN)		553,574	477,680	231,378
	σ_{max} (KN/m ²)		7023,230	5392,900	2966,990
	σ_{min} (KN/m ²)		5063,390	2858,760	2422,880
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	L _c		1,10	1,24	1,05
	L _t		0,80	0,66	0,85
	d		0,74	0,83	0,70
	σ_1		2341,077	1797,633	988,997
	N ₁		689,24	595,26	275,84
	A _{v1} /bande (cm ²)		17,23	14,88	6,90
	A _{vj} (cm ²)		15,22	13,14	6,36
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		21,04	18,17	8,49
Armatures minimales			2,94	3,31	2,79
Ferrailage adopté	A ^{v1} adopté (cm ²)		24,11	18,46	11,31
	Choix de A (cm ²)		2*(6HA16)	2*(6HA14)	2*(5HA12)
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe/ml cm ²)		6,03	5,70	5,70
	AH adopté/ml cm ²)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,619	1,397	0,677
	3,26 MPa		1,156	0,998	0,483
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		2,891	2,135	1,150

VL4=1,2m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		4,08	2,89	2,89
	L (m)		1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24
	h		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		186,090	137,420	80,750
	N _{ser} (KN)		539,41	470,22	197,10
	V _u (KN)		260,526	192,388	113,050
	σ_{max} (KN/m ²)		7235,920	4199,430	3236,980
	σ_{min} (KN/m ²)		4591,440	2620,800	1619,040
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lc		0,73	0,74	0,80
	Lt		0,47	0,46	0,40
	d		0,49	0,49	0,53
	σ_1		2411,973	1399,810	1078,993
	N ₁		472,20	275,81	230,16
	A _{v1} /bande (cm ²)		11,81	6,90	5,75
	A _{vj} (cm ²)		7,16	5,29	3,11
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		13,60	8,22	6,53
Armatures minimales			1,96	1,97	2,13
Ferrailage adopté	A ^v 1 adopté (cm ²)		16,07	12,31	13,31
	Choix de A (cm ²)		2*(4HA16)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe/ml cm ²)		4,02	3,60	3,60
	AH adopté/ml cm ²)		5,65	3,92	3,92
	choix de la section		5HA12	5HA10	5HA10
	AH adopté/ml cm ²)		20	20	20
Armatures transversales			choix de la section		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$		1,206	0,891	0,523
	3,26 MPa		0,862	0,636	0,374
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		2,042	1,819	0,758

VT1=3,60m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage (m)		4,08	2,89	2,89
	L (m)		3,60	3,60	3,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,72	0,72	0,72
	H		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		738,380	793,380	449,810
	N _{ser} (KN)		1566,05	1023,42	589,79
	V _u (KN)		1033,732	1110,732	629,734
	σ_{max} (KN/m ²)		4694,040	3537,020	2242,740
	σ_{min} (KN/m ²)		2999,160	2947,780	1472,580
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lc		2,20	1,96	2,17
	Lt		1,40	1,64	1,43
	d		1,46	1,31	1,36
	σ_1		1564,680	1179,007	844,335
	N ₁		916,51	617,35	418,30
	A _{v1} /bande (cm ²)		22,91	15,43	10,46
	A _{vj} (cm ²)		28,43	30,55	17,32
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		30,02	23,07	14,79
Armatures minimales			5,86	5,24	5,42
Ferrailage adopté	A ^v 1 adopté (cm ²)		33,84	24,86	24,86
	Choix de A (cm ²)		2*(11HA14)	2*(11HA12)	2*(11HA12)
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe/ml cm ²)		10,80	10,80	10,80
	AH adopté/ml cm ²)		12,3	12,3	12,3
	choix de la section		8HA14	8HA14	8HA14
	Espacement (cm)		12	12	12
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,595	1,714	0,972
	3,26 MPa		1,139	1,224	0,694
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		2,032	1,351	0,779

VT2=3,70m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage (m)		4,08	2,89	2,89
	L (m)		3,70	3,70	3,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,74	0,74	0,74
	H		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		767,820	584,160	441,550
	N _{ser} (KN)		2110,99	2006,06	735,16
	V _u (KN)		1074,948	817,824	618,170
	σ_{max} (KN/m ²)		5148,960	2141,360	3937,020
	σ_{min} (KN/m ²)		3956,820	4608,310	3997,780
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lc		2,09	1,17	1,84
	Lt		1,61	2,53	1,86
	d		1,39	0,78	1,22
	σ_1		1716,320	713,787	1312,340
	N ₁		957,57	223,43	642,46
	A _{v1} /bande (cm ²)		23,94	5,59	16,06
	A _{vj} (cm ²)		29,56	22,49	17,00
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		31,33	11,21	20,31
Armatures minimales			5,58	3,13	4,90
Ferrailage adopté	A ^v 1 adopté (cm ²)		36,17	18,46	20,34
	Choix de A (cm ²)		2*(9HA16)	2*(6HA14)	2*(9HA12)
	Espacement (cm)		20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,10	11,10	11,10
	AH adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	choix de la section		8HA14	8HA14	8HA14
	Espacement (cm)		12	12	12
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$		1,614	1,228	0,928
	3,26 MPa		1,153	0,877	0,663
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		2,658	2,613	0,954

Salle machine		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage (m)		4,08	2,89	2,89
	L (m)		1,90	1,90	1,90
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,38	0,38	0,38
	H		4,080	2,890	2,890
	T(KN)		320,510	387,120	162,210
	N _{ser} (KN)		1155,75	905,84	470,91
	V _u (KN)		448,714	541,968	227,094
	σ_{max} (KN/m ²)		6518,750	4080,050	4133,910
	σ_{min} (KN/m ²)		5366,290	2185,170	2436,810
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lc		1,04	1,24	1,20
	Lt		0,86	0,66	0,70
	d		0,69	0,82	0,80
	σ_1		2172,917	1360,017	1377,970
	N ₁		603,85	448,74	439,25
	A _{v1} /bande (cm ²)		15,10	11,22	10,98
	A _{vj} (cm ²)		12,34	14,90	6,25
	A ^v = A _{v1} + A _{vj} /4		18,18	14,94	12,54
Armatures minimales			2,78	3,30	3,19
Ferrailage adopté	A ^v 1 adopté (cm ²)		18,46	18,08	18,08
	Choix de A (cm ²)		2*(6HA14)	2*(8HA12)	2*(8HA12)
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,70	5,70	5,70
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		1,312	1,585	0,664
	3,26 MPa		0,937	1,132	0,474
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		2,835	2,225	1,157

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

1. Type de fondation:

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ Fondations superficielles:

Elles sont utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- Les semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau.
- Les semelles filants ou linéaires si elle supporter un voile ou un mur.
- Les radier si elles forment une dalle posée sur le sol reprennent toute la surface du bâtiment.

➤ Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. En raison de l'absence du rapport géotechnique on a pris les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de fondations doit satisfaire les critères suivants,

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolées filantes et radier générale selon les résultats du dimensionnement.

4. Dimensionnement:

A -semelles filantes :

1/ Semelles filantes sous voiles :

Le dimensionnement se fera à L'ELS avec la combinaison de charges suivante :

$$N_s = G + Q \quad ; \quad \frac{N_{ser}}{B.L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

G et Q : Charge et surcharge à la base de voile considérée.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle sous voile considéré.

L : Longueur de la semelle sous voile considéré.

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$B \geq \frac{G+Q}{L.\overline{\sigma_{sol}}}$$

On aura ainsi les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles

Résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	1671.79	1.60	5.224	8.358
V _{L2}	1435.84	1.90	3.778	7.178
V _{L3}	808.93	1.90	2.128	4.043
V _{L4}	665.08	1.20	2.771	3.325
				St = 22.904

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{t1}	1925.25	3.60	2.673	9.622
V _{t2}	2655.69	3.70	3.588	13.275
V _{t3}	1451.67	1.70	4.269	7.257
				St =30.154

La surface totale des semelles filantes sous voiles : → S_v = 22.904+30.154 = **53.058m²**

2/Semelles sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul:

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
 Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul:

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) \\ q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \end{array} \right.$$

Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \times \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul :

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	391.05	-8.9	-3480.345	3.188
2	657.32	-5.2	-3418.064	1.310
3	757.66	0.3	227.298	-2.366
4	1020.05	5.3	5406.265	-4.274
5	542.74	8.9	4830.386	-3.042
	R= 3368.82		3565.54	-5.184

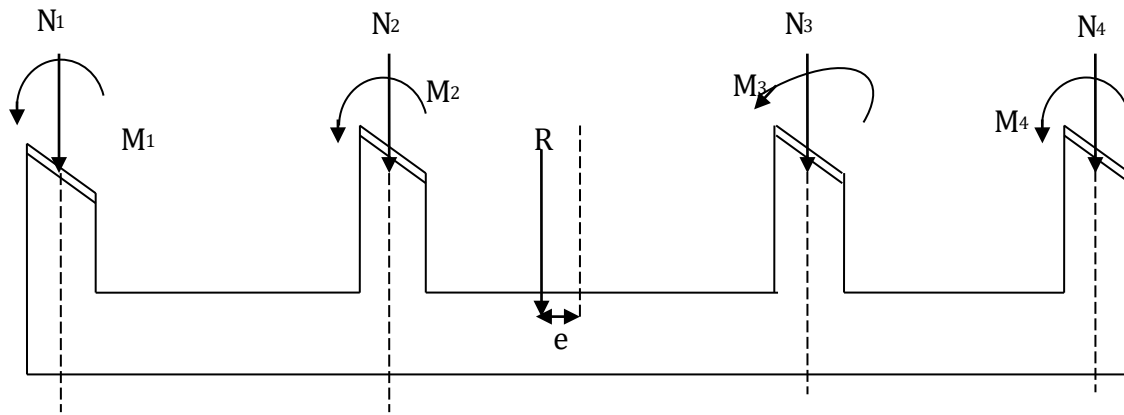


Figure VII.1: Distribution des sollicitations

Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \sum N_i = 3368.82 \text{ KN.}$$

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3565.54 - 5.184}{3368.82} = 1.05 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.05 < L/6 = 17.8/6 = 2.96 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3368.82}{17.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.05}{17.8}\right) = 222.75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3368.82}{17.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.05}{17.8}\right) = 122.28 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3368.82}{17.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.05}{17.8}\right) = 256.24 \text{ KN/ml.}$$

• Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{222.75}{200} = 1.11 \text{ m}$$

On prend : **B=1.50 m**

$$\text{On a donc : } S = B \times L = 1.50 \times 17.80 = 26.70 \text{ m}^2$$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n_p$

$$S_p = 26.70 \times 5 = 133.5 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes :

$$S_t = S_p + S_v = 133.5 + 53.058 = 186.558 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{\text{but}} = 17.8 \times 20 = 356 \text{ m}^2$$

- Calcul du rapport $\frac{S_t}{S_{\text{but}}} = \frac{186.558}{356} = 0.52 = 52\%$

La surface des semelles représente 52% de la surface total, ce qui inadmissible.

Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface total du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

B-Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Grande rigidité en son plan horizontal.
- Bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement du radier:

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5}$$

$$68.75 \leq h \leq 110$$

D'après ces conditions, on prend $h = 80 \text{ cm}$

c. Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40[\text{MPa}]$ pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$).

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86 [\text{MPa}]$

$$E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28}=25\text{MPa.}$$

B : Largeur de la bande ($B=1\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818.86} \left(\frac{2 \times 5.50}{3.14}\right)^4} = 1.18\text{m}$$

$$\mathbf{h_{radier} = 1.20 \text{ m}}$$

Détermination de l'épaisseur de la dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{\text{La dalle :}} \quad h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

On opte : $h_d = 40\text{cm}$

La nervure :

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

On opte : $h_{nervure} = 120\text{cm}$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 1.20 \leq b_n \leq 0.7 \times 1.20$$

$$0.48 \leq b_n \leq 0.84$$

$$\text{Soit : } b_n = 60\text{cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{\text{radier}} = h_{\text{nervure}} = 120\text{cm}$hauteur de radier et la nervure.

$h_d = 40\text{ cm}$hauteur de la dalle.

$b_{\text{nervure}} = 60\text{cm}$largeur de la nervure.

2. détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanents $G_{\text{bat}} = 27430.26\text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 3922.61\text{ KN}$.

b. Combinaison d'action :

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{bat}} = 1.35 \times 27430.26 + 1.5 \times 3922.61 = 42914.766\text{ KN}.$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} = 27430.26 + 3922.61 = 31352.87\text{ KN}.$$

Donc :

A L'ELU:

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{42914.766}{1,33 \times 200} = 161.33\text{m}^2$$

A L'ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{31352.87}{200} = 156.76\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radierELU}} ; S_{\text{radierELS}}) = 161.33\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 356\text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 161.33\text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on doit ajouter au radier un débord minimal (L_{deb}), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}} (L_x + L_y) \times 2 = 0.6(17.8 + 20) \times 2 = 45.36 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 356 + 45.36 = 401.36 \text{ m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

• **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 401.36 \times 0.40 \times 25 = 4013.6 \text{ KN.}$$

• **Poids de la nervure:**

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}} (h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.6 \times (1.2 - 0.40) \times (17.8 \times 5 + 20 \times 7) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 2748 \text{ KN}$$

• **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

On a:

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.6 \times 17.8 \times 5) + (0.6 \times 20 \times 7) = 137.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } P_{\text{TVO}} = (401.36 - 137.4) \times (1.2 - 0.40) \times 17 = 3589.85 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec: } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (401.36 - 137.4) \times 0.1 \times 25 = 659.9 \text{ KN.}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = 11011.35 \text{ KN.}$$

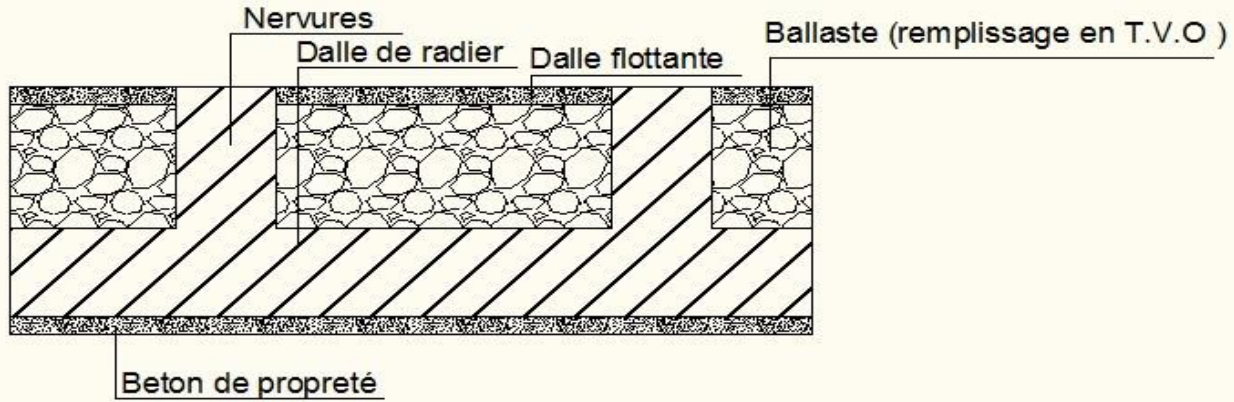


Figure (VII.2) : Coupe verticale d'un radier

b. Surcharge de l'exploitation :

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 3922.61 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 3.5 \times 401.36 = 1404.76 \text{ KN}$

c. Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{radier \text{ tot}} + G_{bat} = 11011.35 + 27430.26 = 38441.61 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_{radier \text{ tot}} + Q_{bat} = 3922.61 + 1404.76 = 5327.37 \text{ KN}$

d. Combinaison d'action :

ELU $\rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 38441.61 + 1.5 \times 5327.37 = 59887.22 \text{ KN}$

ELS $\rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{tot} = 38441.61 + 5327.37 = 43768.98 \text{ KN}$

Verifications:

1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec:

$b = 100 \text{ cm}$ $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{59887.22 \times 1}{401.36} \times \frac{5.5}{2} = 410.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{410.33 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.14 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

$X_G; Y_G$: Centre de gravité du panneau considéré.

$$Y_G = \frac{(17.8 \times 20) \times \frac{17.8}{2}}{17.8 \times 20} = 8.9 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{(17.8 \times 20) \times \frac{20}{2}}{17.8 \times 20} = 10 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.9 \text{ m} \quad \text{et} \quad X_G = 10 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17.8 \times 20^3}{12} = 11866.66 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20 \times 17.8^3}{12} = 9399.59 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

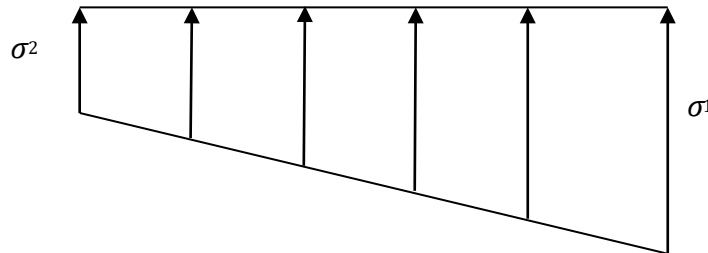
Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Avec:

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Calcul des moments :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = 33609.627 + (2154.41 \times 1.2) = 36194.919 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 37391.781 + (2393.15 \times 1.2) = 40263.561 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Sens longitudinal:**

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59887.22}{401.36} + \frac{36194.919}{11866.66} \times 10 = 179.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59887.22}{401.36} - \frac{36194.919}{11866.66} \times 10 = 118.70 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{43768.98}{401.36} + \frac{36194.919}{11866.66} \times 10 = 139.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{43768.98}{401.36} - \frac{36194.919}{11866.66} \times 10 = 78.55 \text{ KN/m}^2$$

• **Sens transversal:**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59887.22}{401.36} + \frac{40263.561}{9399.59} \times 8.9 = 187.33 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59887.22}{401.36} - \frac{40263.561}{9399.59} \times 8.9 = 111.087 \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{43768.98}{401.36} + \frac{40263.561}{9399.59} \times 8.9 = 147.18 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{43768.98}{401.36} - \frac{40263.561}{9399.59} \times 8.9 = 70.93 \text{KN/m}^2$$

3. Vérification de la condition de résistance :

ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$

ELS: $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$

Avec: $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{bar} = 200 \text{KN/m}^2$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Tableau VII.4 : Vérification condition de résistance

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$1.33 \bar{\sigma}_{sol}$ KN/m ²	OBS	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$\bar{\sigma}_{sol}$ KN/m ²	OBS
Sens longitudinal	179.71	118.70	164.45	266	CV	139.55	78.55	124.3	200	CV
Sens transversal	187.33	111.087	168.27	266	CV	147.18	70.93	128.12	200	CV

Ferraillage du radier :**1. Ferraillage de la dalle :**

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité en flexion simple, causée par la réaction du sol.

❖ Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis):

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 4$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens :

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec } (l_x < l_y)$$

➤ Ferraillage du panneau:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.50} = 0.61 \quad \mu_x = 0.0798 \quad \mu_y = 0.317$$

$0,4 \leq \rho = 0.61 \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferraillage, on a besoin de q_u et q_s :

$$\text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(168.27 - \frac{11011.35}{401.36}\right) \times 1 = 140.84 \text{KN/ml}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(128.12 - \frac{11011.35}{401.36}\right) \times 1 = 100.68 \text{KN/ml}^2$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.50} = 0.61 \quad \mu_x = 0.0798 \quad \mu_y = 0.317$$

$0,4 \leq \rho = 0.61 \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

On a donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0798 \times 140.84 \times 3.40^2 = 129.92 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.317 \times 129.92 = 41.19 \text{KN.m}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5 M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3 M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorée en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

• **Moments sur appuis intermediaires :**

$$M_{0x} = 0.5 \times 129.92 = 64.96 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.5 \times 41.19 = 20.60 \text{KN.m}$$

• **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{0x} = 0.3 \times 129.92 = 38.98 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.3 \times 41.19 = 12.36 \text{KN.}$$

• **Moments en travée :**

$$M_{0x} = 0.75 \times 129.92 = 97.44 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.75 \times 41.19 = 30.89 \text{KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens XX :

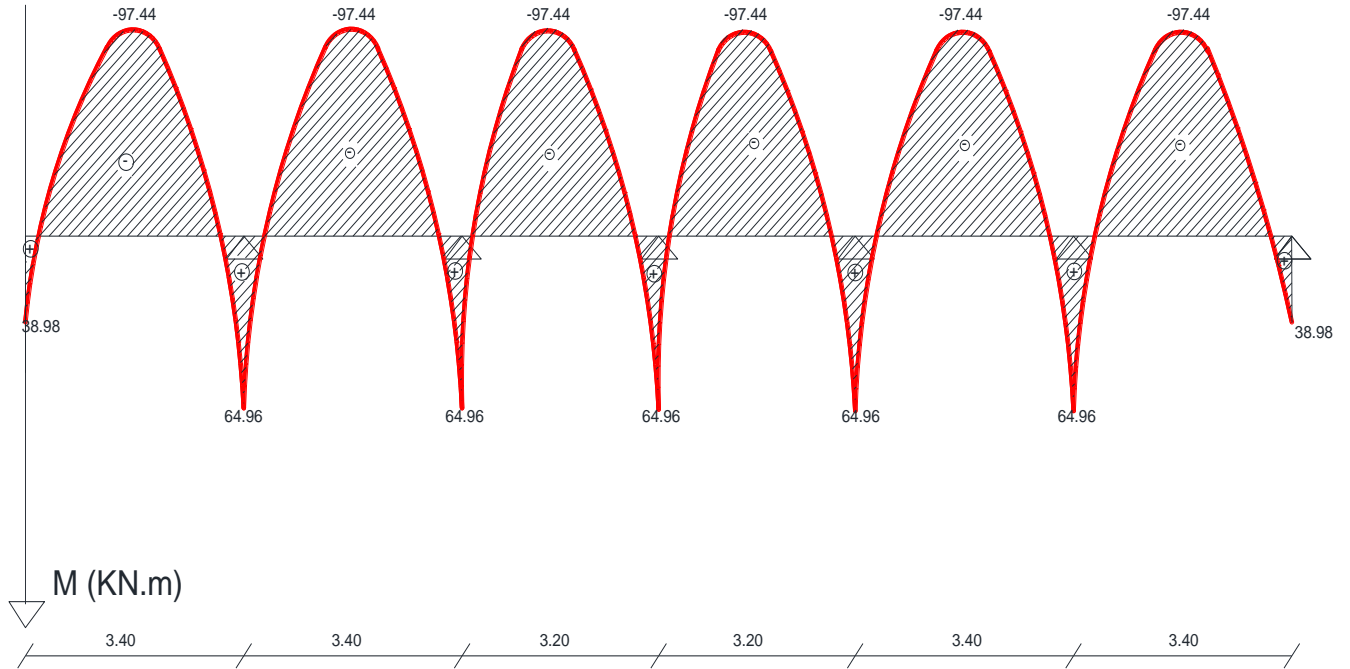
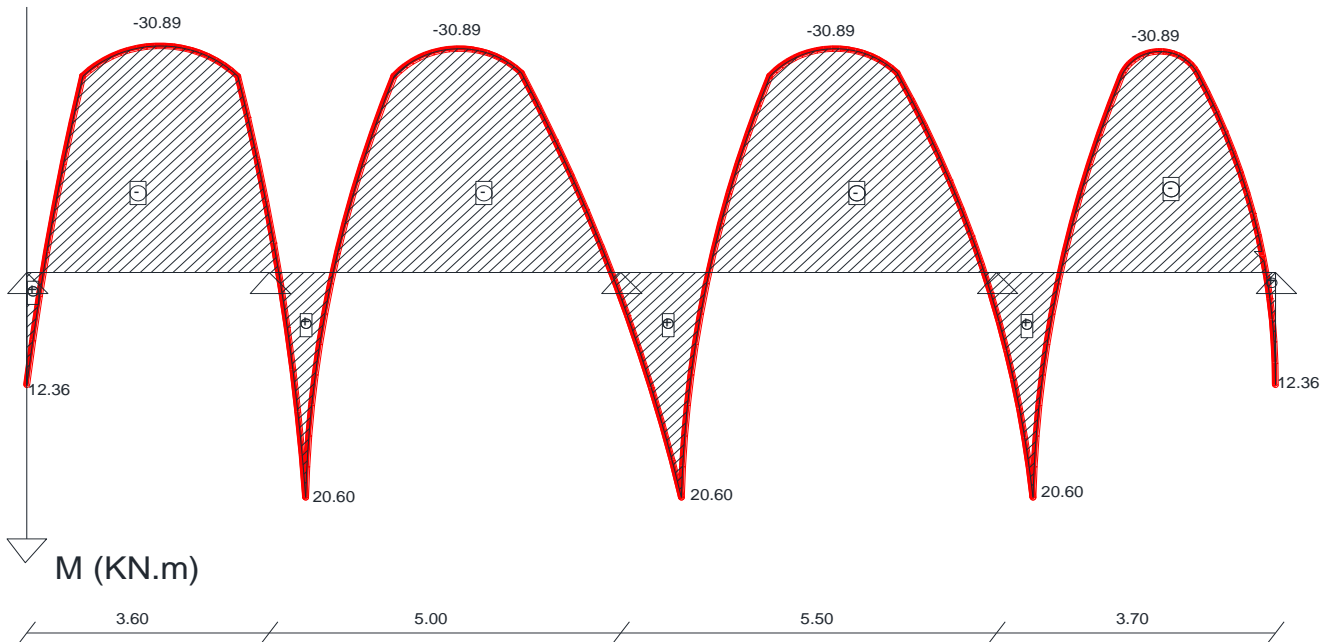


Diagramme des moments fléchissant E.L.U sens YY :



3. Ferrailage longitudinal suivant x-x :**Sur appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64.96 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \rightarrow SSA$$

Du tableau :

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64.96 \times 10^3}{0.983 \times 37 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2$$

A_{ax} = 5.13 cm²**Soit : 4HA14=6.15 cm² avec un espacement de 25 cm .****En travée :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_t^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{97.44 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.050 < 0.392 \rightarrow SSA$$

Du tableau :

$$\mu = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{at} = \frac{M_t^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{97.44 \times 10^3}{0.974 \times 37 \times 348} = 7.76 \text{ cm}^2$$

A_{ax} = 7.76 cm²**Soit : 4HA16=8.04 cm² avec un espacement de 25****4. Ferrailage longitudinal suivant Y-Y :****Sur appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.60 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \rightarrow SSA$$

Du tableau :

$$\mu = 0.010 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.60 \times 10^3}{0.994 \times 37 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

A_{ay} = 1.60 cm²**Soit : 4HA12=4.52 cm² avec un espacement de 25 cm****En travée :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.89 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \rightarrow SSA$$

Du tableau :

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30.89 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$A_{ty} = 2.42 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA14=6.15 cm²** avec un espacement de **25**

Tableau VII.5 : ferrailage de radier

Sense	Zone	M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	Aadopté(cm ²)	Espacement
Selon (xx)	En travée	97.44	SSA	7.76	4HA16	8.04	25
	En appui	64.96	SSA	5.13	4HA14	6.15	
Selon (yy)	En travée	30.89	SSA	2.42	4HA14	6.15	25
	En appui	20.60	SSA	1.60	4HA12	4.52	

❖ **Vérification à l'E.L.U:**

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

Ferrailage minimal : $A_{min} = \delta \times b \times h \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

Et $\delta = 0.0008$ pour les aciers à haute adhérence FeE400

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3 - 0.61}{2}\right) = 3.82 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens	Zone	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Observation
Selon x-x	Appuis	3.82	6.15	Condition vérifiée
	Travée	3.82	8.04	Condition vérifiée
Selon y-y	Appuis	3.82	4.52	Condition vérifiée
	Travée	3.82	6.15	Condition vérifiée

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• Sens x x:

$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 40 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• Sens y-y :

$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

❖ Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

- Evaluation des moments M_x et M_y ;

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.50} = 0.61 \quad \mu_x = 0.0849 \quad \mu_y = 0.487$$

$0,4 \leq \rho = 0.61 \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

On a donc :

$$M_{0y} \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0849 \times 100.68 \times 3.40^2 = 98.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.487 \times 98.81 = 48.12 \text{ kN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 0.5 \times 98.81 = 49.40 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 0.75 \times 98.81 = 74.10 \text{ kN.m}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 0.5 \times 48.12 = 24.06 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 0.75 \times 48.12 = 36.09 \text{ kN.m}$

Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens XX :

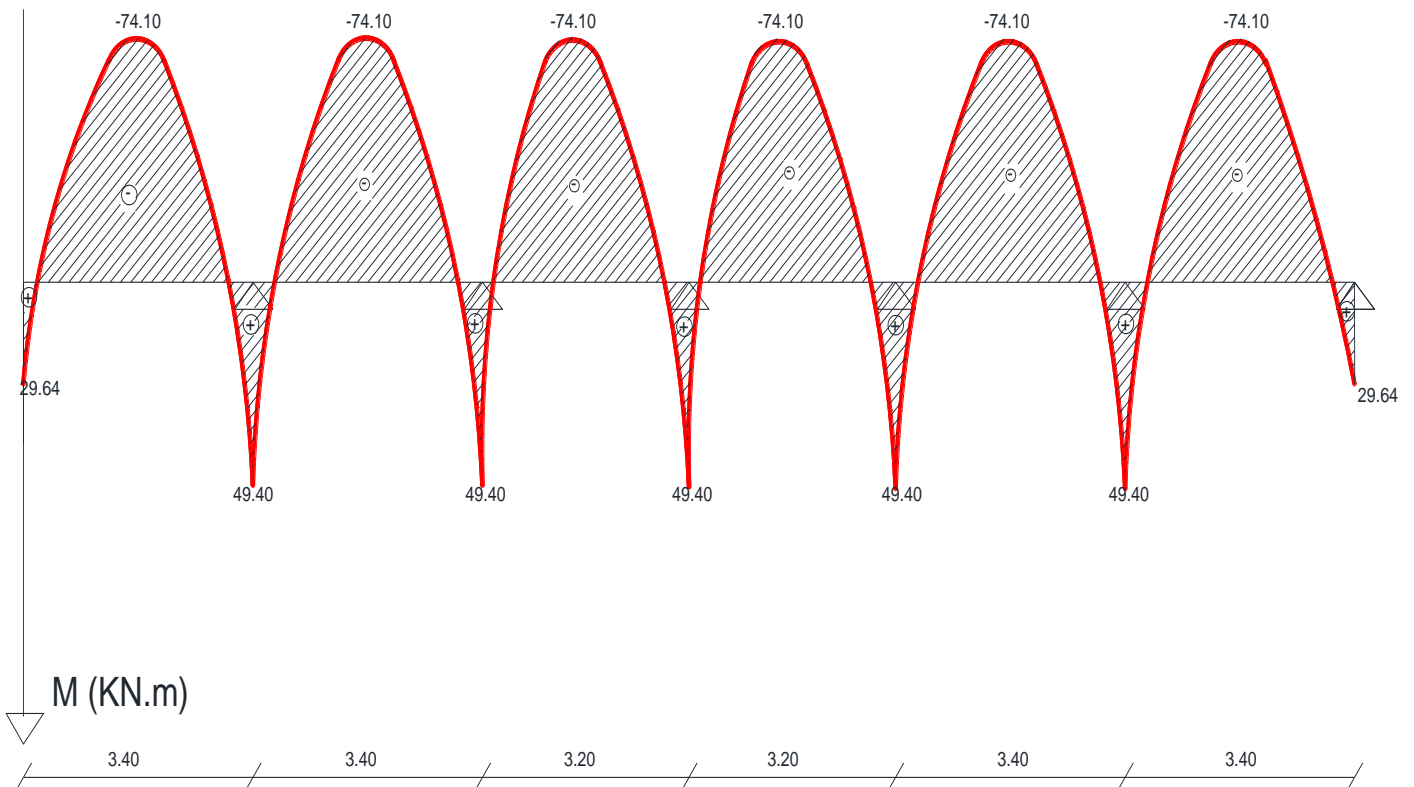
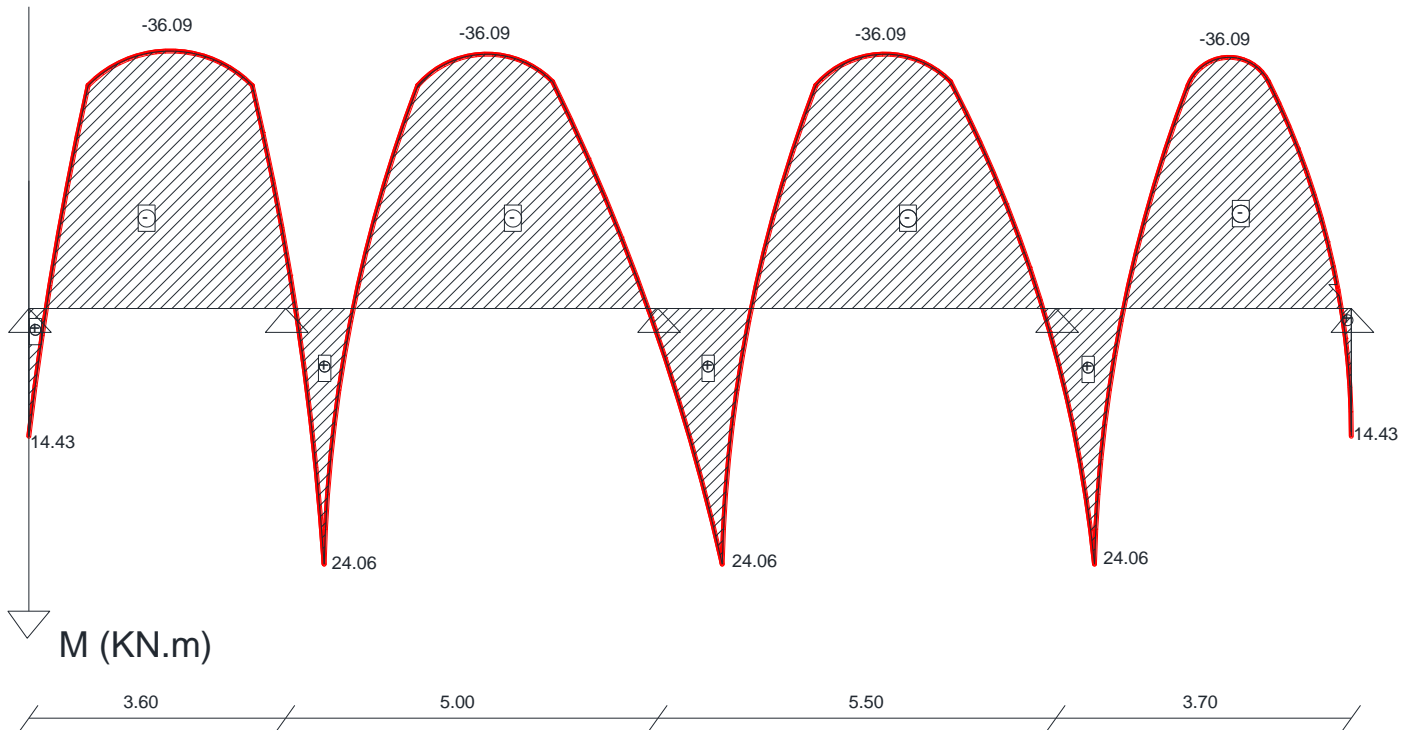


Diagramme des moments fléchissant E.L.S sens YY :



2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

- $\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d}$
- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$

Tableau VII.7 : vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms (KN.m)	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	49.40	6.15	0.166	59.63	0.933	232.68	348	3.90	15	C.V
	Travée	74.10	8.04	0.217	51.67	0.925	269.29	348	5.21	15	C.V
Y-Y	Appuis	24.06	4.52	0.122	71.21	0.942	152.72	348	2.14	15	C.V
	Travée	36.09	6.15	0.166	59.63	0.933	169.99	348	2.85	15	C.V

❖ **Ferrailage du débord :**

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

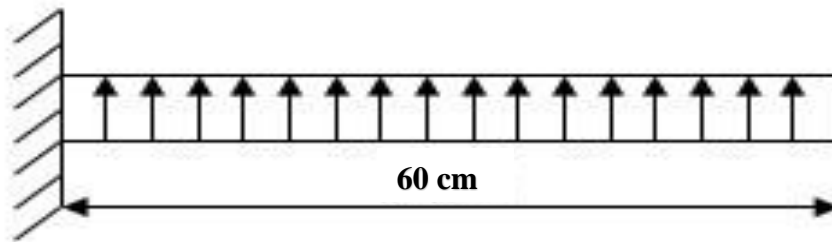


Figure (VII.3) : Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul :

• **A l'ELU :**

$q_u = 140.84 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-140.84 \times 0.60^2}{2} = -25.35 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$q_s = -100.68 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-100.68 \times 0.60^2}{2} = -18.12 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :• **Armatures principales :**

$$b=1\text{m} \quad d=37\text{cm} \quad f_{bc} = 14.20\text{MPa} \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu_{ap} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.35 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu = 0.013 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.35 \times 10^3}{0.993 \times 37 \times 348} = 1.98\text{cm}^2$$

$$A = 1.98\text{cm}^2$$

Soit : **4HA14=6.15 cm²** avec un espacement de **25**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{2} = 3.07\text{cm}^2$$

Soit **A_r = 4HA10 = 3.14** avec **S_t = 25cm**

• **Vérification à l'ELU:**• **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.46\text{cm}^2$$

$A = 6.15\text{cm}^2 \geq A_{min} = 4.64\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

• **Vérification à l'ELS :**• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\bullet \quad \rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d}$$

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

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 37} = 0.166$$

$$\rho = 0.166 \rightarrow \beta = 0.933 \rightarrow K = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{18.12 \times 10^3}{0.933 \times 37 \times 6.15} = 85.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{85.35}{59.63} = 1.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 85.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

❖ Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

• Charge trapezoidal :

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x}{4}\right)$$

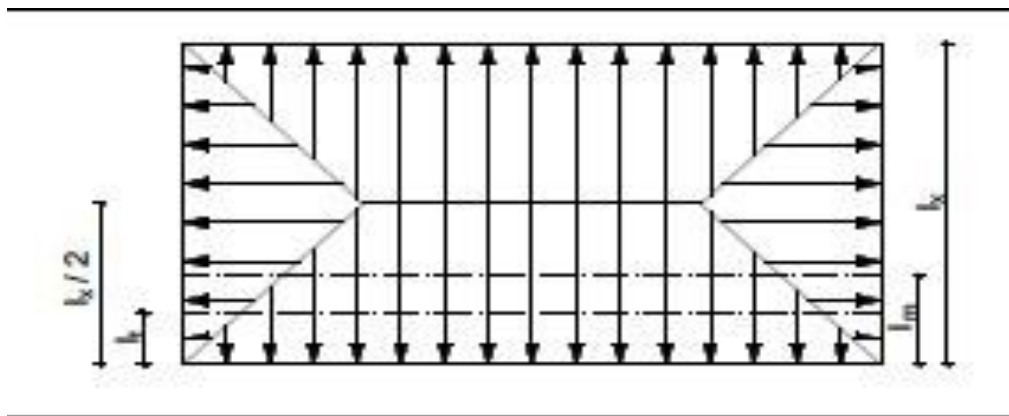


Figure (VII.4) : Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié :

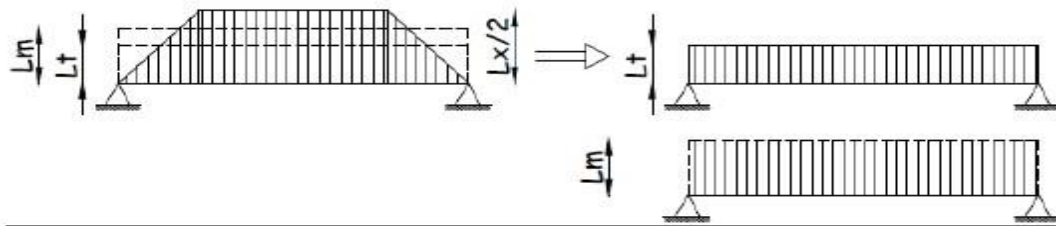


Figure (VII.5): Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

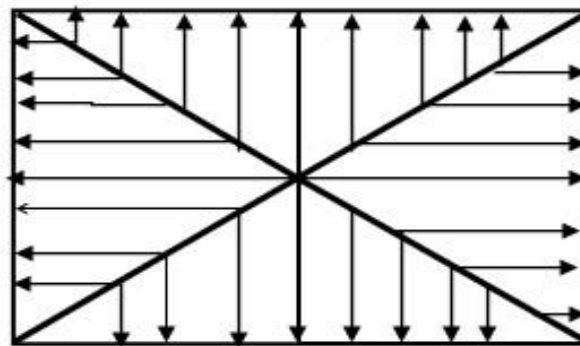


Figure (VII.6) : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant: $L_t = 0.25 \times l_x$

2. Charges à considérer : pour une répartition trapézoïdale

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

3. Détermination des charges:**A L'ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(168.27 - \frac{11011.35}{401.36} - \frac{2748}{137.4} \right) = 120.83 \text{KN/m}^2$$

A L'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(128.12 - \frac{11011.35}{401.36} - \frac{2748}{137.4} \right) = 80.68 \text{KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Tableau VII.8: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	Chargement	L_m	L_t	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_u (KN/m ²)	ΣQ_u (KN/m ²)	Q_s (KN/m ²)	ΣQ_s (KN/m ²)	Q_{ut} (KN/m ²)	ΣQ_{ut} (KN/m ²)	Q_{st} (KN/m ²)	ΣQ_{st} (KN/m ²)
A-B	1	3.40	3.60	0.944	trapezoidal	1.2	0.89	120.83	80.68	144.99	318.74	96.82	212.83	108.38	243.95	72.36	162.88
	2	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.438	1.122	120.83	80.68	173.75		116.01		135.57		90.52	
B-C	1	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.438	1.122	120.83	80.68	173.75	347.5	116.01	232.02	135.57	271.14	90.52	181.04
	2	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.438	1.122	120.83	80.68	173.75		116.01		135.57		90.52	
C-D	1	3.20	3.60	0.88	trapezoidal	1.187	0.896	120.83	80.68	143.42	310.4	95.76	207.26	108.26	239.72	72.29	160.07
	2	3.20	5.00	0.64	trapezoidal	1.382	1.088	120.83	80.68	166.98		111.50		131.46		87.78	
D-E	1	3.20	3.60	0.88	trapezoidal	1.187	0.896	120.83	80.68	143.42	310.4	95.76	207.26	108.26	239.72	71.29	160.07
	2	3.20	5.00	0.64	trapezoidal	1.382	1.088	120.83	80.68	166.98		111.50		131.46		87.78	
E-F	1	3.40	3.60	0.94	trapezoidal	1.2	0.90	120.83	80.68	144.99	318.74	96.82	212.83	108.88	244.43	72.69	163.21
	2	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.438	1.122	120.83	80.68	173.75		116.01		135.57		90.52	
F-G	1	3.40	3.60	0.94	trapezoidal	1.2	0.90	120.83	80.68	144.99	318.74	96.82	212.83	108.86	244.43	72.69	163.21
	2	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.438	1.122	120.83	80.68	173.75		116.01		135.57		90.52	

Tableau VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Travée	Panneau	L_X (m)	L_Y (m)	$\rho_x = \frac{L_X}{L_Y}$	Chargement	L_m	L_t	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_u (KN/m ²)	ΣQ_u (KN/m ²)	Q_s (KN/m ²)	ΣQ_s (KN/m ²)	Q_{ut} (KN/m ²)	ΣQ_{ut} (KN/m ²)	Q_{st} (KN/m ²)	ΣQ_{st} (KN/m ²)
A-B	1	3.40	3.60	0.944	trapezoidal	1.195	0.898	120.8 3	80.68	144.3 9	287.8 1	96.41	192.1 7	108.5 0	216. 76	72.45	144.7 3
	2	3.20	3.60	0.88	trapezoidal	1.187	0.896	120.8 3	80.68	143.4 2		95.76		108.2 6		72.28	
B-C	1	3.40	5.00	0.68	trapezoidal	1.437	1.056	120.8 3	80.68	173.6 3	340.5	115.9 3	227.3 4	127.6 0	259. 06	85.20	172.9 8
	2	3.20	5.00	0.64	trapezoidal	1.381	1.088	120.8 3	80.68	166.8 7		111.4 1		131.4 6		87.78	
C-D	1	3.40	5.50	0.61	trapezoidal	1.489	1.181	120.8 3	80.68	179.9 1	351.3 6	120.1 3	234.6 1	142.7 0	279. 84	95.28	186.8 5
	2	3.20	5.50	0.581	trapezoidal	1.419	1.135	120.8 3	80.68	171.4 5		114.4 8		137.1 4		91.57	
D-E	1	3.40	3.70	0.918	trapezoidal	1.222	0.919	120.8 3	80.68	147.6 5	292.7 6	98.59	195.4 8	111.0 4	220. 75	74.14	147.3 9
	2	3.20	3.70	0.864	trapezoidal	1.201	0.908	120.8 3	80.68	145.1 1		96.89		109.7 1		73.25	

Sens longitudinal :

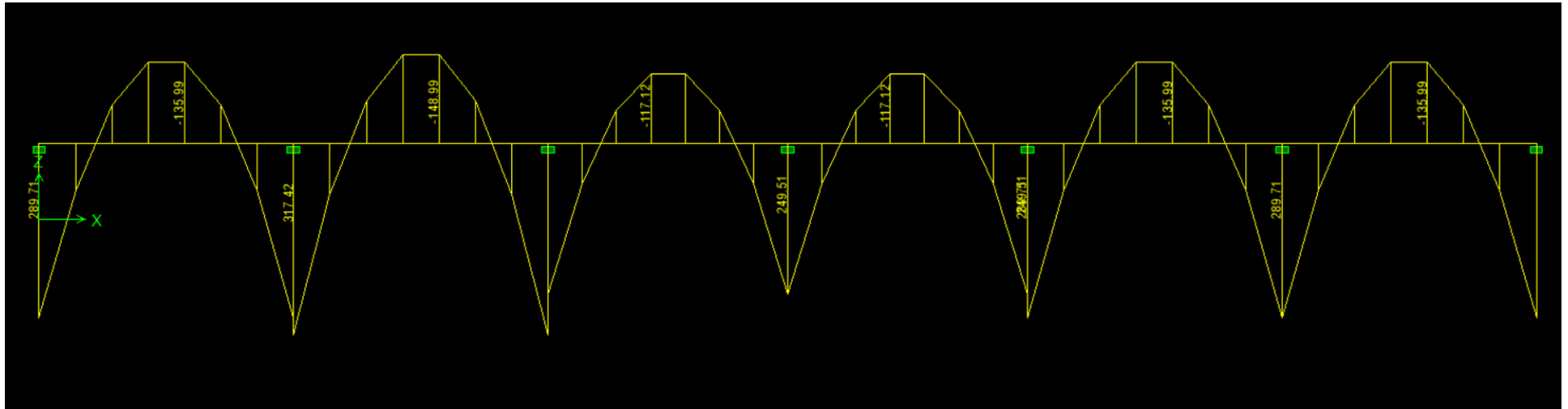


Figure (VII.7): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

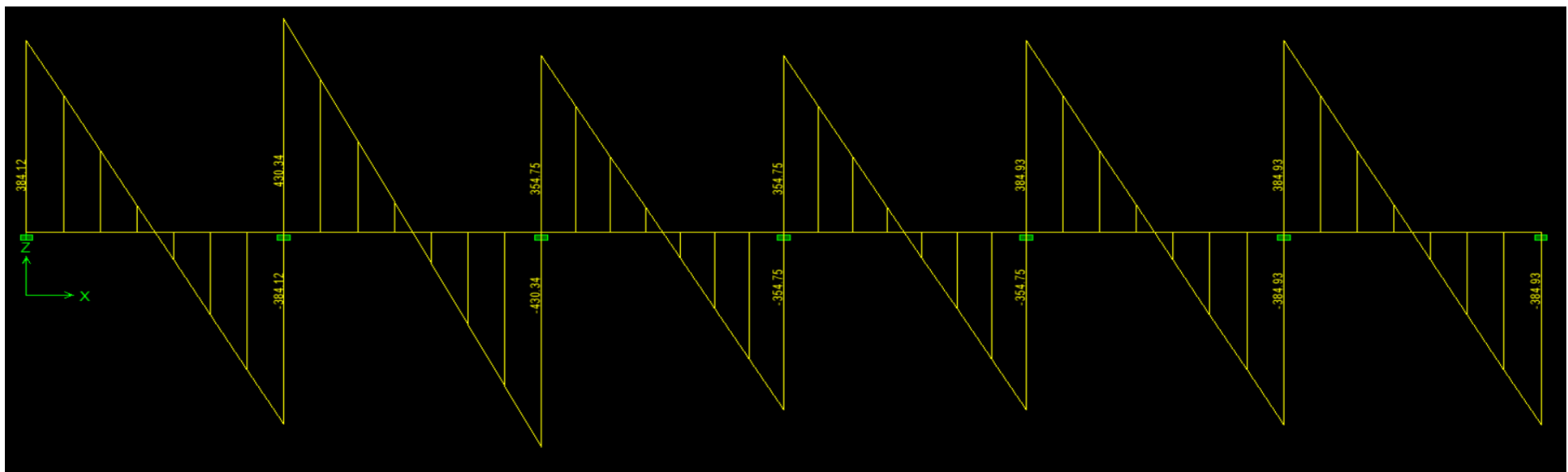


Figure (VII.8): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

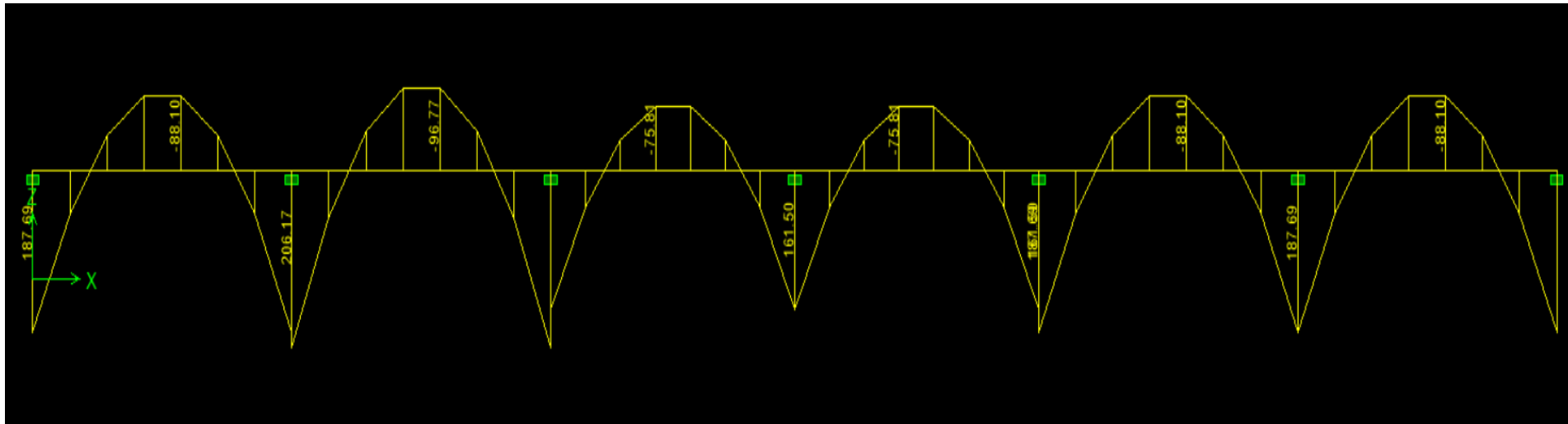


Figure (VII.9): Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

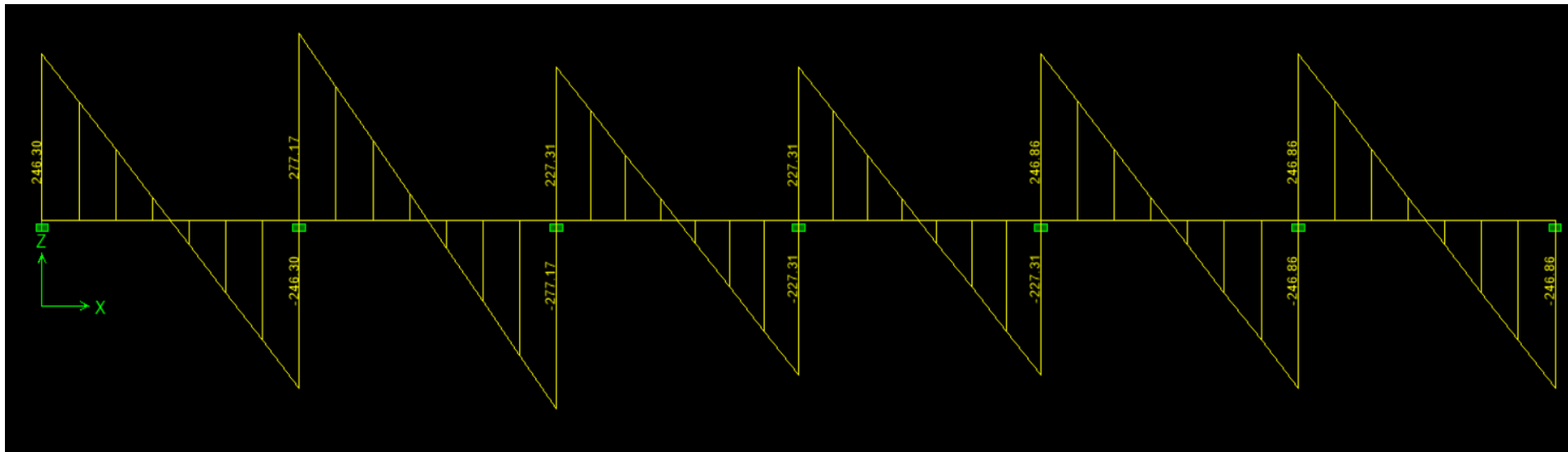


Figure (VII.10): Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens transversal :

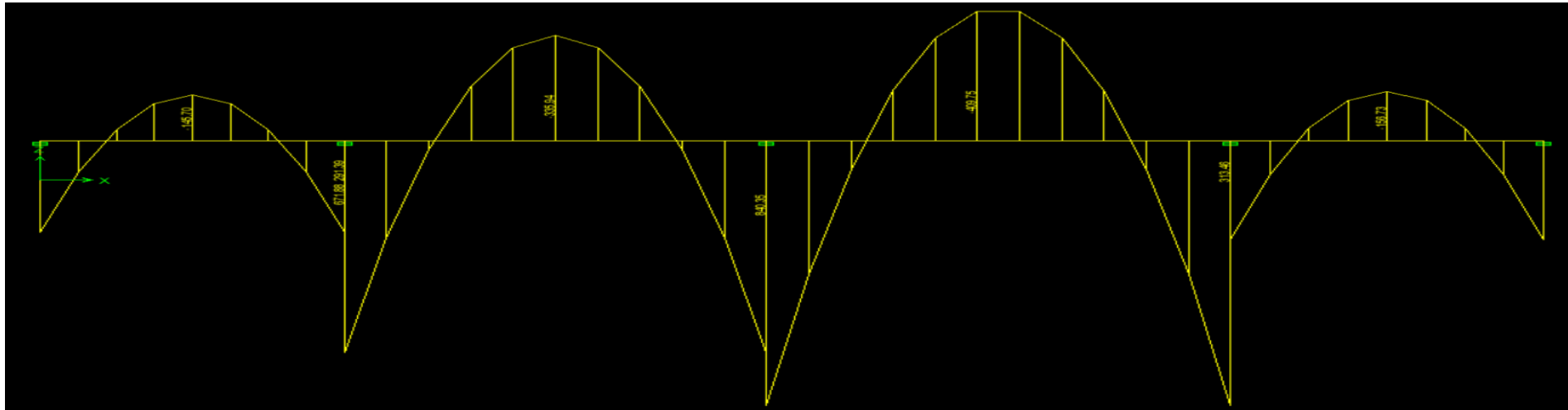


Figure (VII.11): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

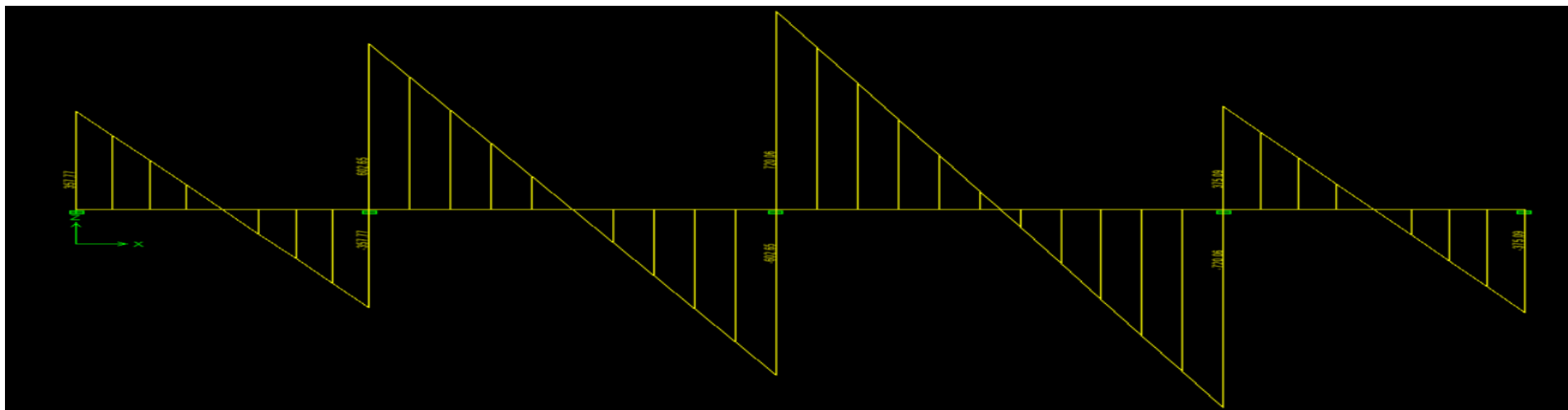


Figure (VII.12): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

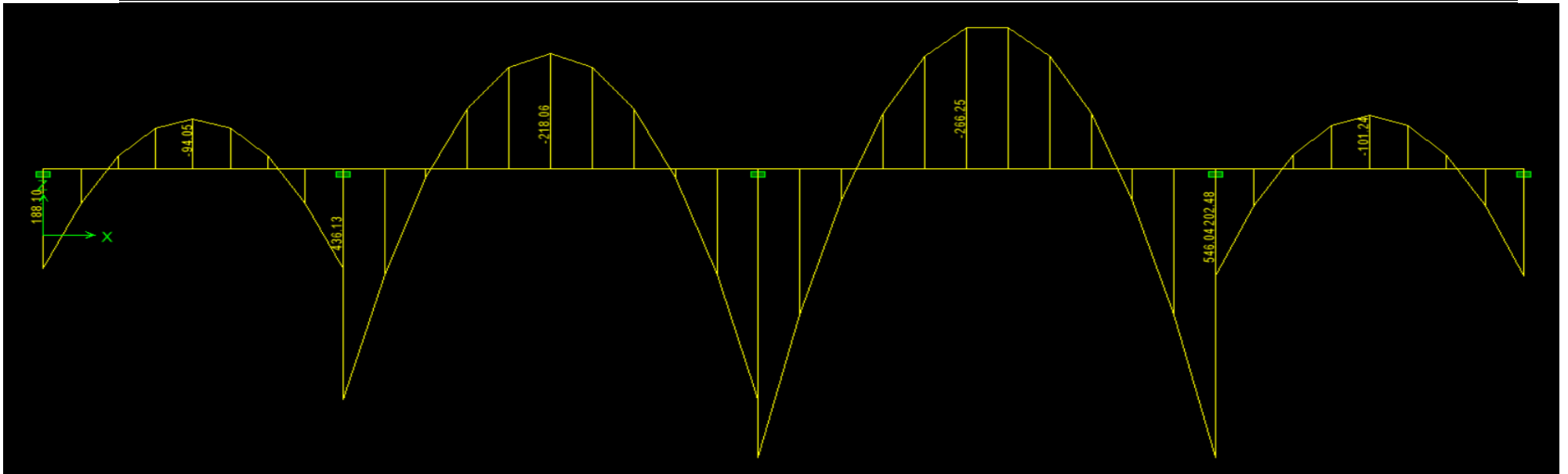


Figure (VII.13): Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

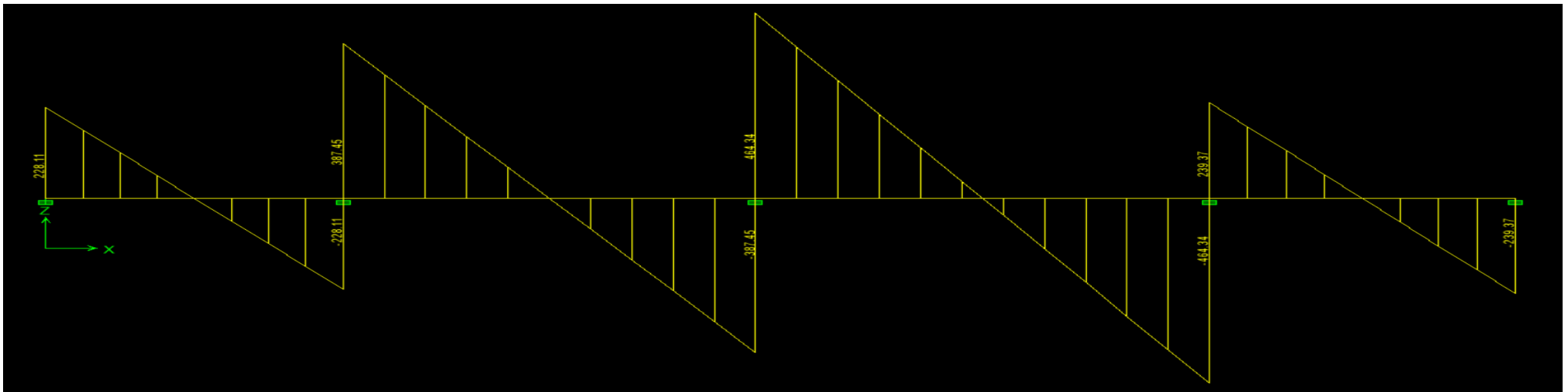


Figure (VII.14): Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

4. Ferrailage:

Tableau VII.10 : Efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{max}(KN. m)$	317.42	206.17	840.35	546.04
$M_t^{max}(KN. m)$	-148.99	-96.77	-409.79	-266.25
$T_{max}(KN)$	430.34	277.17	720.06	464.34

• Armatures longitudinales :

$b = 60 \text{ cm}$, $h = 120\text{cm}$, $d = 115 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d.f_{bu}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

sens	Zone	M_u (KN. m)	μ_u	β	Section	A_{st} (cm ²)	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
X-X	appuis	317.42	0.028	0.986	SSA	8.04	4HA16+ 2HA12=10.3
	Travée	148.99	0.013	0.993	SSA	3.749	4HA16+2HA12=10.3
Y-Y	appuis	840.35	0.075	0.960	SSA	21.87	4HA20+ 4HA20=25.12
	Travée	409.79	0.036	0.982	SSA	10.42	4HA14+ 4HA12=10.67

• Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{30; 24\text{cm}\} = 24\text{cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003S_t . b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8cm^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (2 cadre).

• **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 115 \times 2.1}{400} = 8.33cm^2$$

Avec : $f_{t28} = (0.6 + 0.06f_{c28}) = 2.1MPa$

Sens X-X :

Appuis : $A_a = 10.3cm^2 > A_{min} = 8.33cm^2$Condition vérifiée

Travées $A_a = 10.3cm^2 > A_{min} = 8.33cm^2$Condition vérifiée

Sens Y-Y :

Appuis : $A_t = 25.12cm^2 > A_{min} = 8.33cm^2$Condition vérifiée

Travée : $A_t = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8.33cm^2$Condition vérifiée

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

- Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{430.34 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0.623MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{720.06 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1.043MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

On determine:

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b.d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A (cm^2) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	206.17	10.3	0.149	63.12	0.936	185.95	348	2.94	15	Condition vérifiée
	Travée	96.77	10.3	0.149	63.12	0.936	87.28	348	1.38	15	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	546.04	25.12	0.364	38.19	0.906	208.63	348	5.46	15	Condition vérifiée
	Travée	266.25	10.67	0.155	61.92	0.935	232.07	348	3.74	15	Condition vérifiée

Chapitre VIII
Etude du mur plaque

1. Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement conçu pour assurer la stabilité du talus derrière l'ouvrage, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimal imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm. Dans notre cas on opte pour une épaisseur de 20 cm.

❖ Méthode de calcul:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_h et σ_v

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contraintes verticales.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

φ : Angle de frottement interne

3. Détermination des sollicitations :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{KN}/\text{m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharge éventuelle $q = 10 \text{KN}/\text{m}^2$
- Contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 2 \text{bars}$

$\beta=0$ angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda=0$ la paroi de mur est verticale.

$\delta=0$ obliquité nulle de la force de poussée (mur lisse).

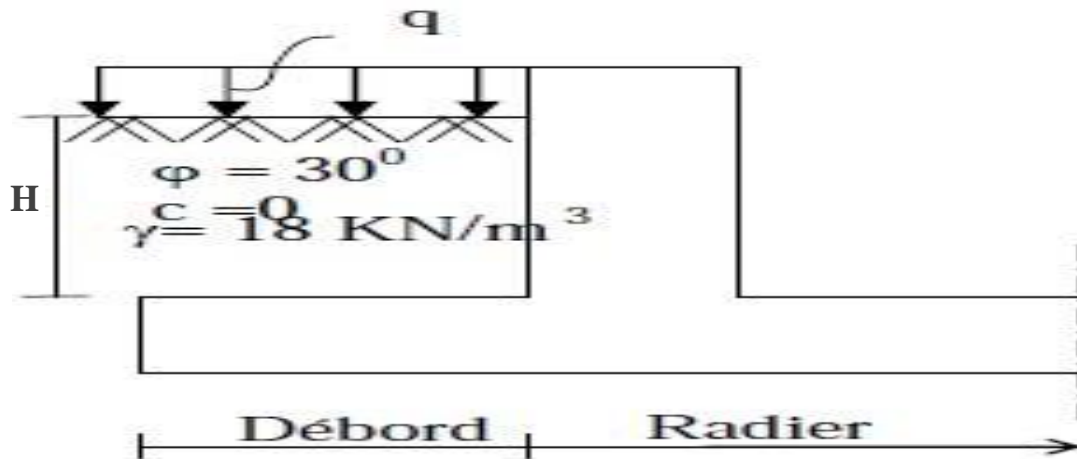


Figure (VIII.1) : coupe verticale du mur plaque

4. Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,50$$

A L'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v = k_0(1,5q + 1,35 \cdot \gamma \cdot h)$$

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,5(1,5 \times 10 + 1,35 \times 18 \times 0) = 7,5 \text{KN/m}^2$$

$$h=4,08 \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,5(1,5 \times 10 + 1,35 \times 18 \times 4,08) = 57,072 \text{KN/m}^2$$

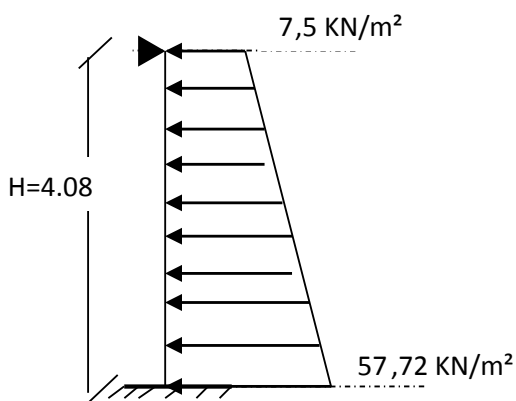
A L'ELS:

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v = k_0(q + \gamma \cdot h)$$

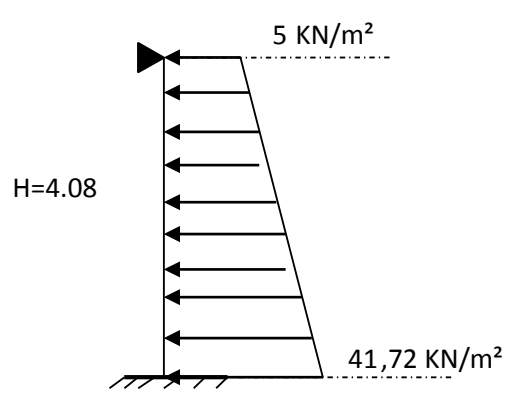
$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,5(10) = 5 \text{KN/m}^2$$

$$h=4,08 \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,5(10 + 18 \times 4,08) = 41,72 \text{KN/m}^2$$

5. Diagrammes des contraintes:



A l'ELU



A l'ELS

6. Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de mètre est :

A'ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 57,72 + 7,5}{4} \times 1 = 44,679KN/ml$$

A'ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 41,72 + 5}{4} \times 1 = 32,54KN/ml$$

7. Ferrailage du mur plaque :

Le mur plaque est considéré comme étant un panneau de dalle qui s'appuie sur les 4 cotés.

- **Identification des panneaux :**

$$L_x = 3,40m$$

$$L_y = 4,08m \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{4,08} = 0,83$$

$0,4 < \rho = 0,83 < 1 \rightarrow$ Le panneau travail dans les deux sens

Calcul à L'ELU :

$$\left. \begin{matrix} \rho = 0,83 \\ \vartheta = 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow \mu_x = 0,0531 \quad \text{Et} \quad \mu_y = 0,649$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0531 \times 44,679 \times 3,40^2 = 27,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,649 \times 27,42 = 17,80 \text{ KN.m}$$

a) Correction des moments :

- **Sens x-x :**

Appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 27,42 = 13,71 \text{ KN.m}$

Travée : $M_t = 0,75 = 0,75 \times 27,42 = 20,56 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

Appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 17,80 = 8,9 \text{ KN.m}$

Travée : $M_t = 0,75 = 0,75 \times 17,80 = 13,35 \text{ KN.m}$

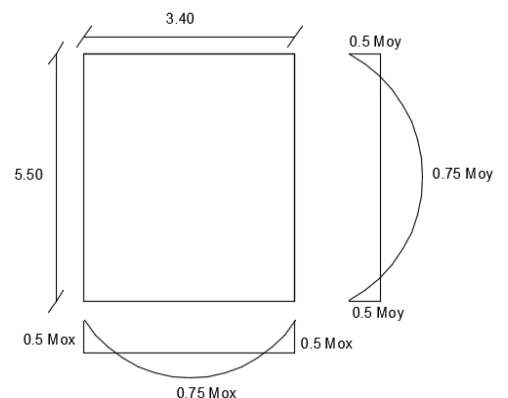


Diagramme à l'ELU

b) Calcul des armatures :

On a: $\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$

$b=100m \quad h=20 \text{ cm} \quad d=17\text{cm} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_u = \frac{20,56 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0,050$

$\mu_u = 0,050 \quad \beta = 0,974$

$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,56 \times 10^3}{0,974 \times 17 \times 348} = 3,57 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,1 \text{ cm}^2$

Tableau VIII.1 : résultats du calcul des armatures du mur plaque.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	s_t (cm)
Sens X-X	Appuis	13,71	0,034	0,983	2,1	2,36	5HA12 =5,65	20
	Travée	20,56	0,050	0,974	2,1	3,57	5HA12 =5,65	20
Sens Y-Y	appuis	8,9	0,021	0,989	2,1	1,52	5HA12 =5,65	20
	Travée	13,35	0,032	0,984	2,1	2,29	5HA12 =5,65	20

8. Recommendation RPA :

Le mur plaque 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).
- Les deux nappes sont reliées par des épingles en HA8.

$b=1m=100\text{cm}$

h : Epaisseur du voile $h = 20\text{cm}$

8. Verification à L'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \quad \varphi = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

w_x : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8% pour les HA FeE400.

• Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \cdot h \cdot w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \frac{(3 - 0,83)}{2} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

• Sens Y-Y :

$$A_{min} = w_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

b. Vérification des espacements :**• Sens X-X :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h : Epaisseur du voile

• Sens Y-Y :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :**• Sens X-X :**

$$V_U = \frac{P}{3 \times L_y}$$

avec:

$$p = q_{um} \times L_x \times L_y = 44,679 \times 3,40 \times 4,08 = 619,78 \text{ KN/m}^2$$

$$V_U = \frac{619,78}{3 \times 4,08} = 50,63 \text{ KN}$$

• Sens Y-Y :

$$V_U = \frac{P}{2 \times L_y \times L_x} = \frac{619,78}{2 \times 3,40 \times 4,08} = 22,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{50,63 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

9. Vérification à L'ELS :

$$L_x = 3,40 \text{ m}$$

$$L_y = 4,08 \text{ m} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{4,08} = 0,83$$

$0,4 < \rho = 0,83 < 1 \quad \rightarrow \quad$ Le panneau travail dans les deux sens

Calcul à L'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,83 \\ \vartheta = 0,2 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_x = 0,0600 \quad \text{Et} \quad \mu_y = 0,750$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0600 \times 32,54 \times 3,40^2 = 22,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,750 \times 22,57 = 16,93 \text{ KN.m}$$

a. Correction des moments :

• **Sens X-X :**

Appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 22,57 = 11,285 \text{ KN.m}$

Travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 22,57 = 16,93 \text{ KN.m}$

• **Sens Y-Y :**

Appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 16,93 = 8,465 \text{ KN.m}$

Travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 16,93 = 12,70 \text{ KN.m}$

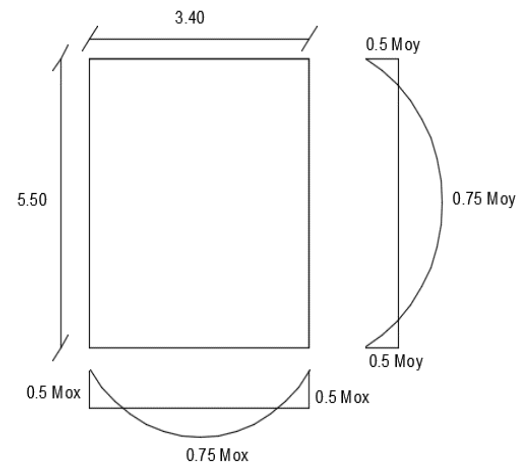


Diagramme à l'ELS

b. Vérification des contraintes :

b.1) Pour l'acier :

On doit vérifier que :

$$\tau_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

b.2) Pour le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS pour le mur plaque

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Sens x-x	Appuis	11.285	5.65	0.332	0.910	40.56	129.11	201.63	3.18	15	cv
	Travée	16.93	5.65	0.332	0.910	40.56	193.69	201.63	4.78	15	cv
Sens y-y	Appuis	8.465	5.65	0.332	0.910	40.56	96.85	201.63	2.39	15	cv
	Travée	12.70	5.65	0.332	0.910	40.56	145.30	201.63	3.58	15	cv

- **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de fléché, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale

L : portée nus d'appuis

M_t : Moment maximum en travée.

M₀ : Valeur maximum du moment isostatique

A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

- **Sens x-x :**

$$q_s = 32,54 \text{KN/mL}$$

$$M_{0x} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 32,54 \times \frac{3,40^2}{8} = 47,02 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 47,02 = 35,26 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

→ Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35,26}{10 \times 47,02} = 0,0749$$

→ Condition vérifiée

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

→ Condition vérifiée

- **Sens Y-Y :**

$$q_s = 32,54 \text{KN/mL}$$

$$M_{0x} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 32,54 \times \frac{4,08^2}{8} = 67,70 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 67,70 = 50,77 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{50,77}{10 \times 67,70} = 0,0749 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$
$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

Conclusion :

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm.

Le ferrailage du mur plaque est comme suite :

- **Sens X-X :**

Appuis : 5HA12 avec un espacement de 20cm.

Travée : 5HA12 avec un espacement de 20cm.

- **Sens Y-Y :**

Appuis : 5HA12 avec un espacement de 20cm.

Travée : 5HA12 avec un espacement de 20cm.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études que nous venons d'élaborer nous a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant notre formation, à savoir les différentes règles de calcul.

L'utilisation du logiciel ETABS comme moyen de calcul nous a permis aussi d'introduire la méthode des éléments finis. La discrétisation de la structure permet la modélisation de cette dernière.

Ce travail nous à inciter à se documenter davantage pour paraitre à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

En fin nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

📖 **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.

📖 **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

📖 **BAEL91** : béton armé aux états limites.

📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

📖 Pratique de BAEL91 (Jean Perchat –Roux).

📖 **Cours :**

Béton armé Master 1 cours madame KHELOUI

Mécanique des sols Master 2 cours madame LEAOUI

Dynamique des structures Master 2 cours monsieur LOUZAI

Cours de bâtiment Master 2 cours monsieur GUILLEM

Résistance des matériaux Licence 3 cours madame SI-AHMED

📖 **Logiciels :**

✓ Etabs V 9.7.0Analyse des structures.

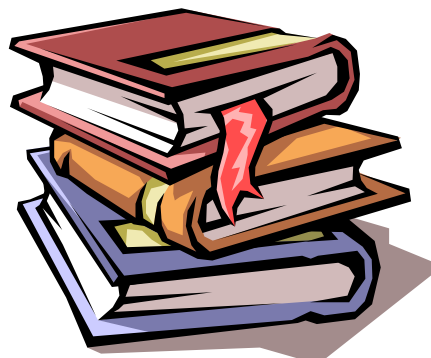
✓ AUTOCAD 2015Dessin.

✓ EXCEL 20016Calcul.

✓ WORD 2016Traitement du texte.

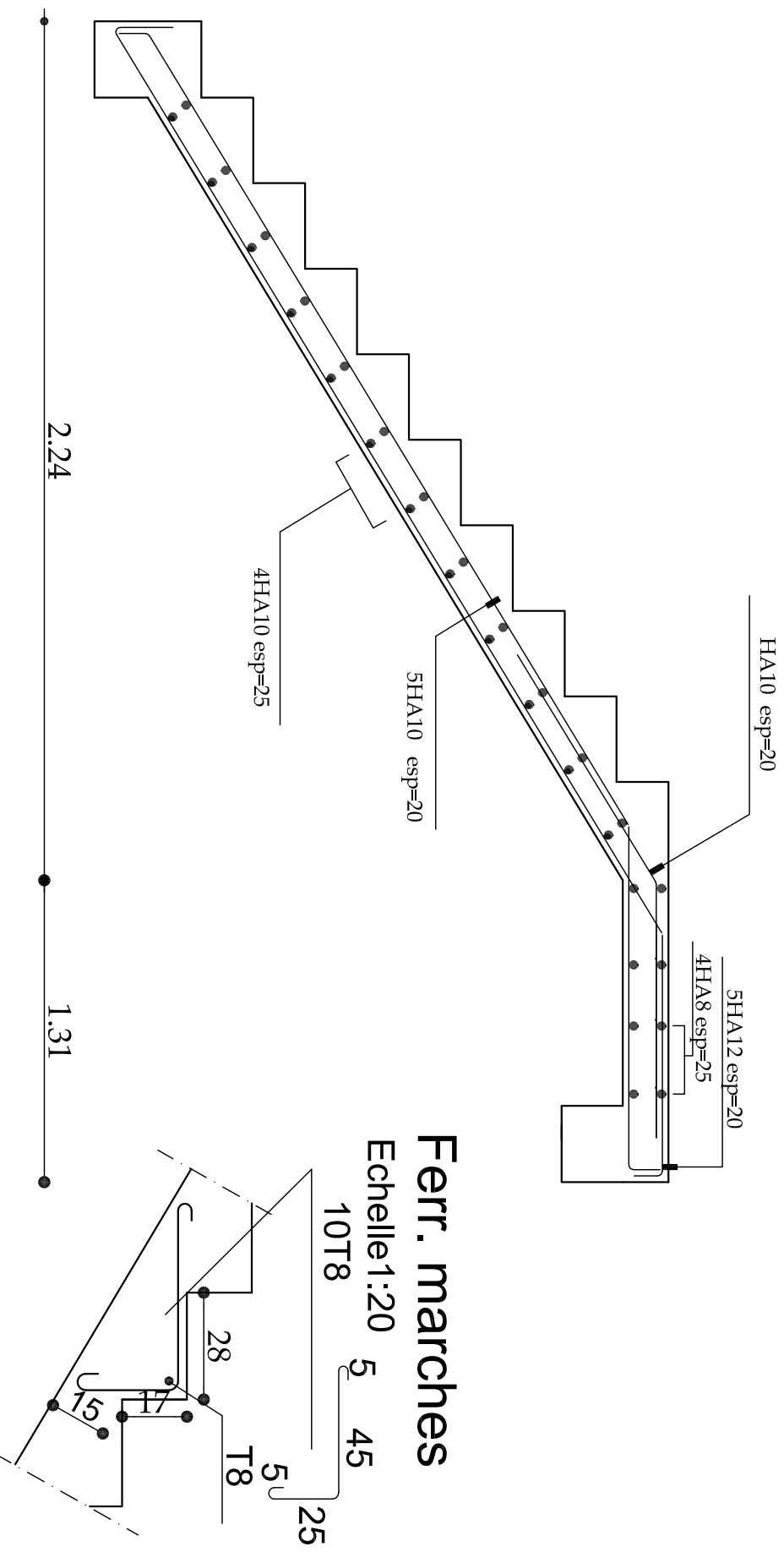
✓ SOCOTEC :calcul des ferrailages

📖 **Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.**



ANNEXE

FERRAILLAGE ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Melle: BELHADJ Sabrina

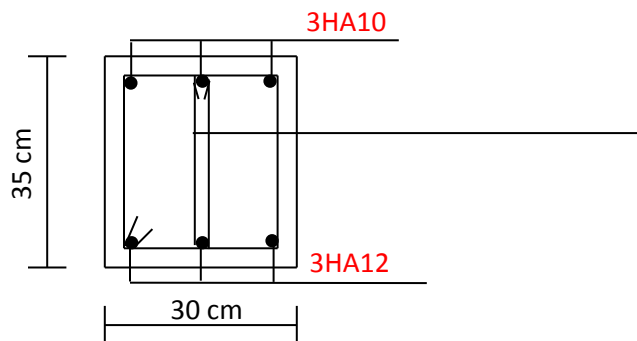
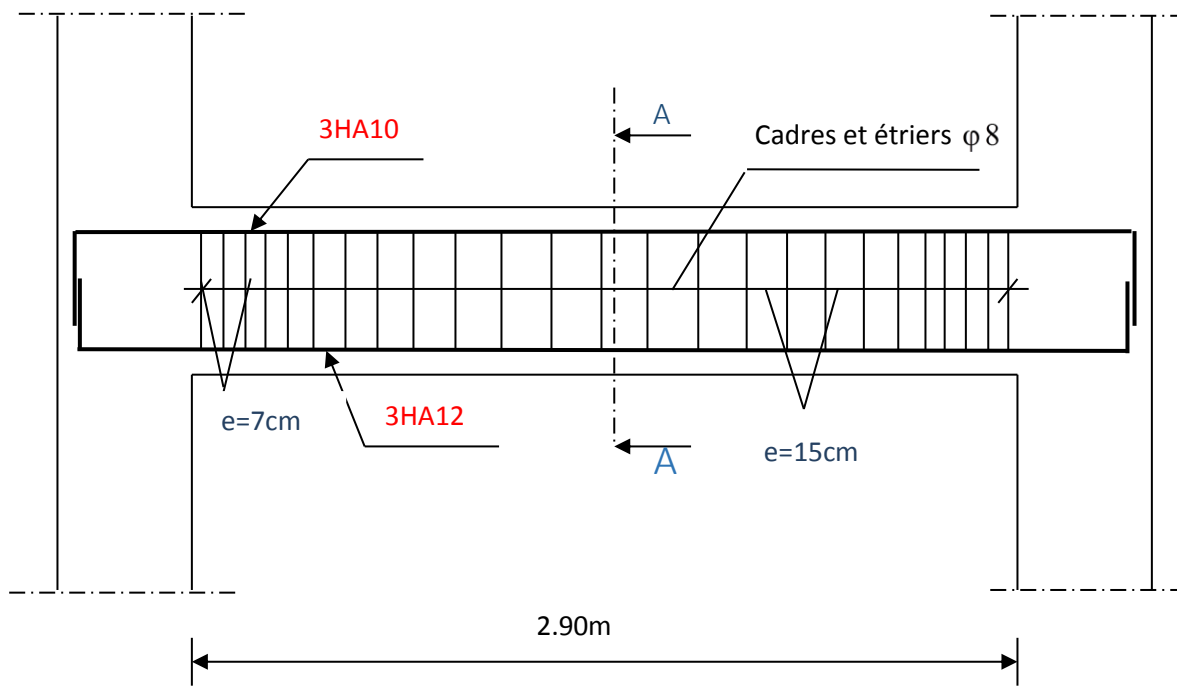
Melle: BOURAS Karima

Encadreur: Mme: BAIDI

Echelle: 1/50

Ferrailage escalier

Promotion 2022

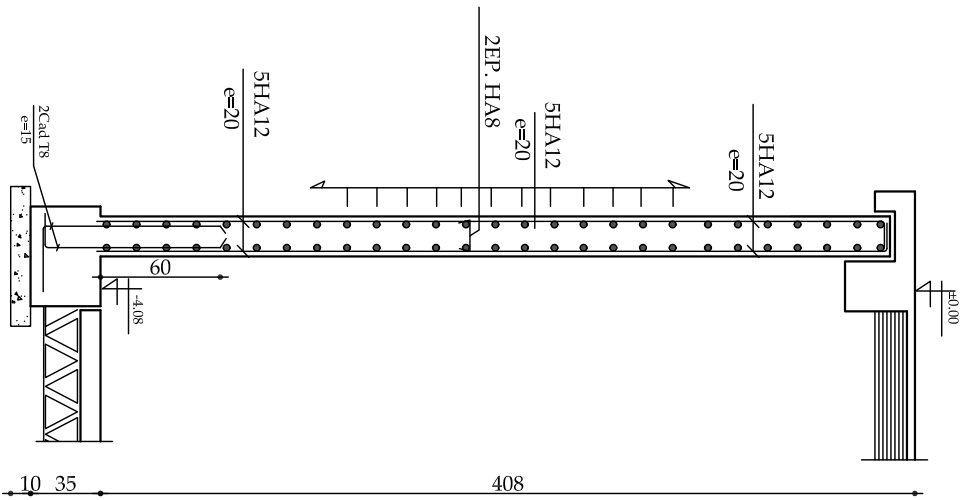


Coupe A-A

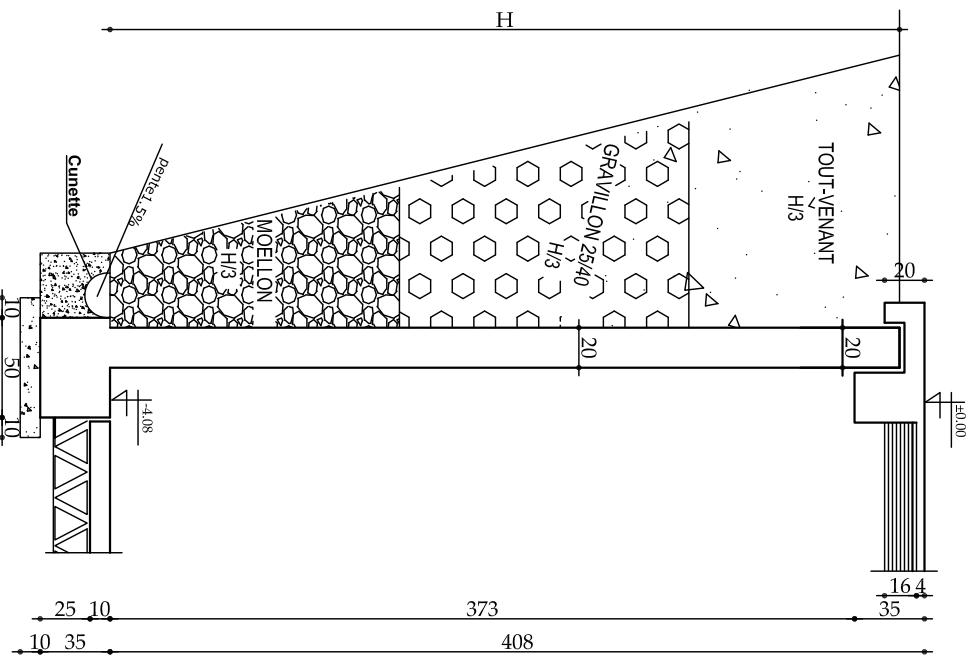
Plan de ferrailage de la poutre palière.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Melle: BELHADJ Sabrina Melle: BOURAS Karima	Echelle: 1/50 Ferrailage de la poutre palier
Encadreur: Mme: BAIDI	Promotion 2022

Ferr. Voile plaque



Coff. Drainage . Voile plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Melle: BELHADJ Sabrina

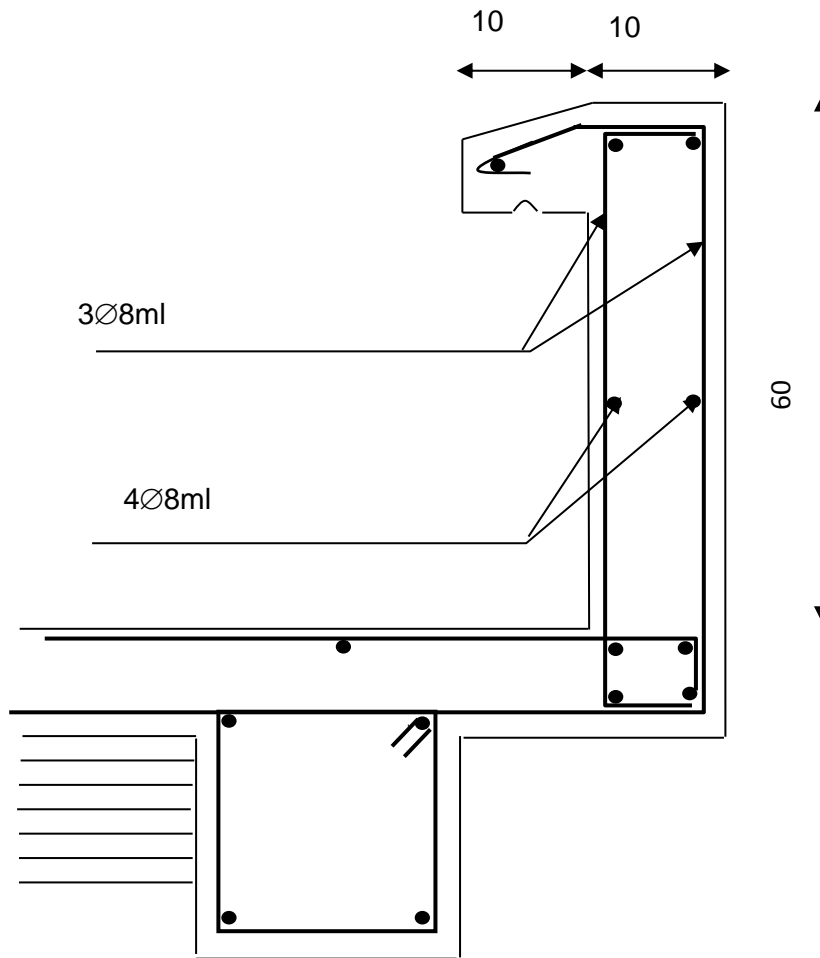
Melle: BOURAS Karima

Encadreur: Mme: BAIDI

Echelle: 1/50

Ferrailage Mur plaque

Promotion 2022

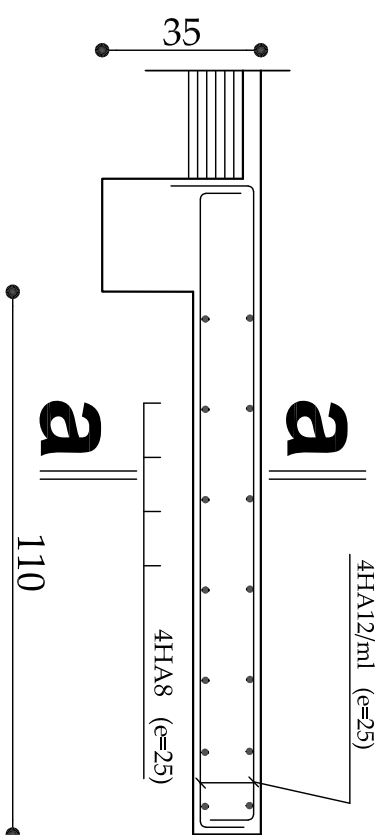


Ferraillage de l'acrotère

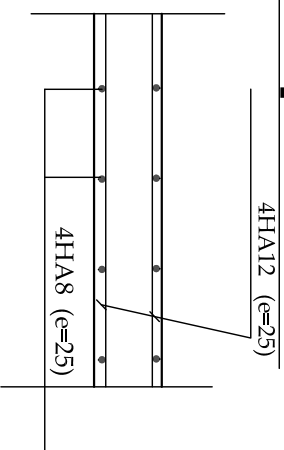
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Melle: BELHADJ Sabrina Melle: BOURAS Karima	Echelle: 1/50
Encadreur: Mme: BAIDI	Ferraillage de l'acrotère
	Promotion 2022

Ferrailage dalle pleine

Echelle 1:20



Coupe a-a



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Melle: BELHADJ Sabrina

Echelle: 1 / 50

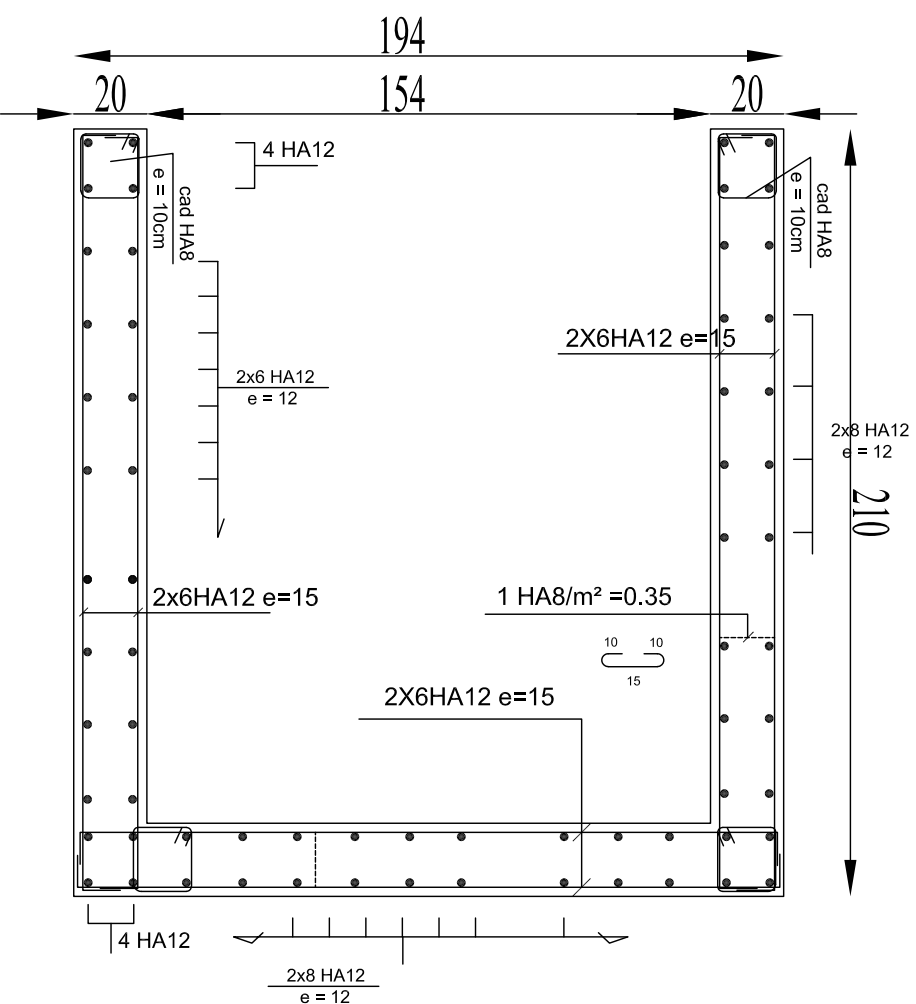
Melle: BOURAS Karima

Ferrailage balcon

Encadreur: Mme: BAIDI

Promotion 2022

Ferrailage voile de la salle machine



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Melle: BELHADJ Sabrina

Melle: BOURAS Karima

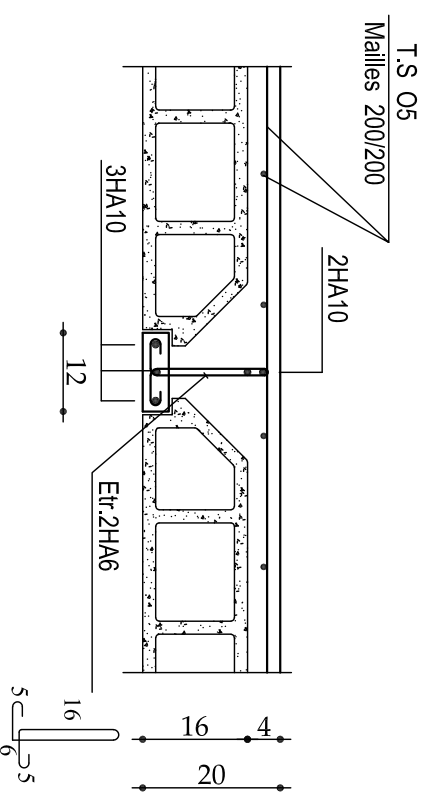
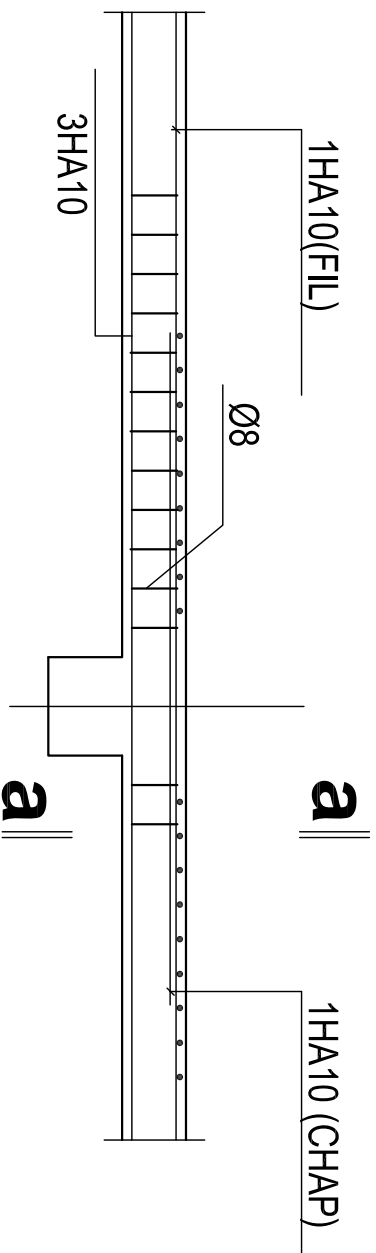
Encadreur: Mme: BAIDI

Echelle: 1/50

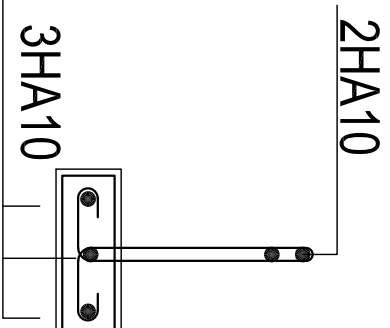
Ferrailage salle machine

Promotion 2022

FERRAILLAGE POUTRELLES



Coupe a--a



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Melle: BELHADJ Sabrina

Melle: BOURAS Karima

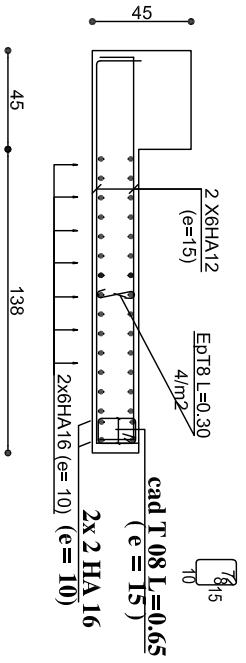
Encadreur: Mme: BAIDI

Echelle: 1/50

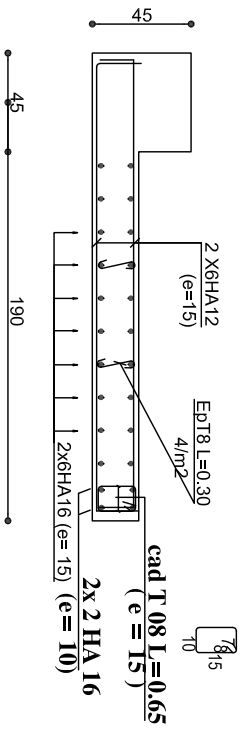
Ferrailage du plancher

Promotion 2022

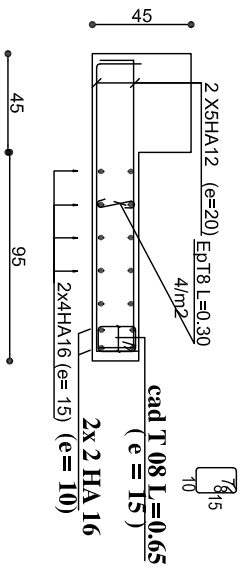
**VOILE VL1 NIV -4.08 AU +2.89
ZONE (01)**



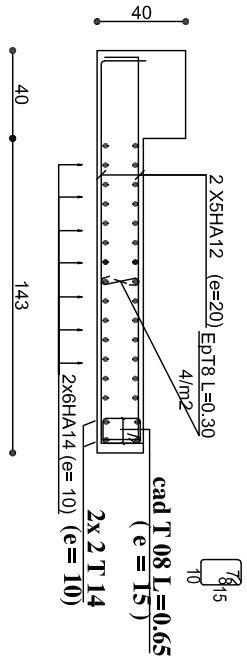
**VOILE VL2 NIV -4.08 AU +2.89
ZONE (01)**



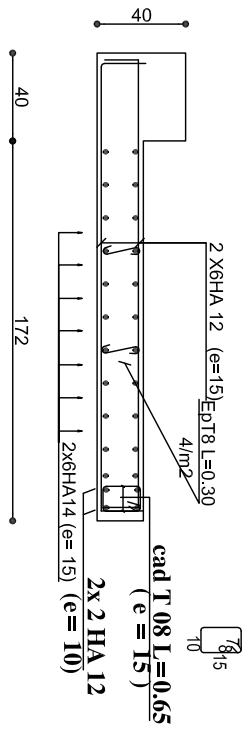
**VOILE VL4 NIV -4.08 AU +2.89
ZONE (01)**



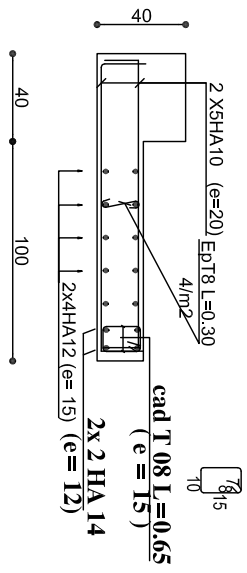
**VOILE VL1 NIV +2.89 AU +11.56
ZONE (02)**



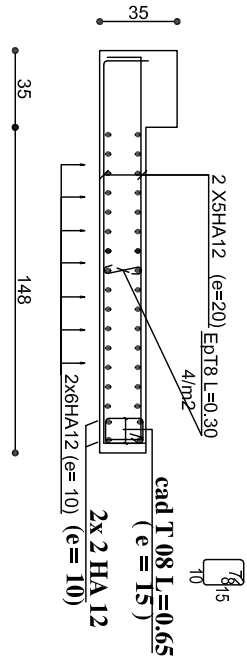
**VOILE VL2 NIV +2.89 AU +11.56
ZONE (02)**



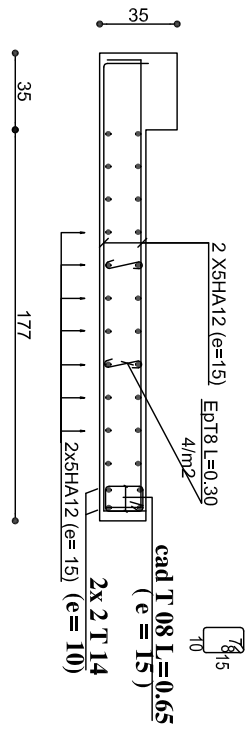
**VOILE VL4 NIV +2.89 AU +11.56
ZONE (02)**



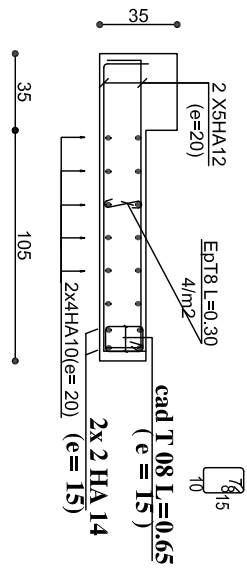
**VOILE VL1 NIV +11.56 AU +17.34
ZONE (03)**



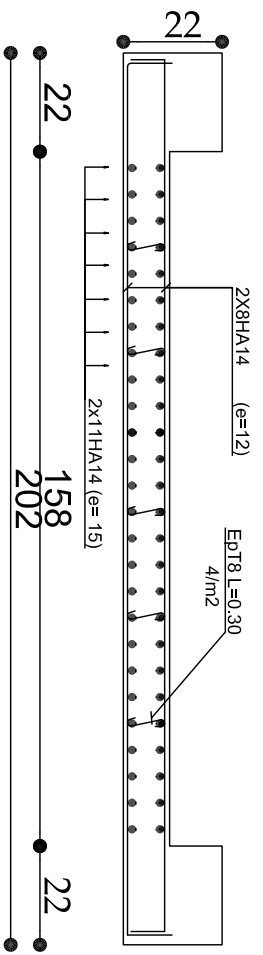
**VOILE VL2 NIV +11.56 AU +17.34
ZONE (03)**



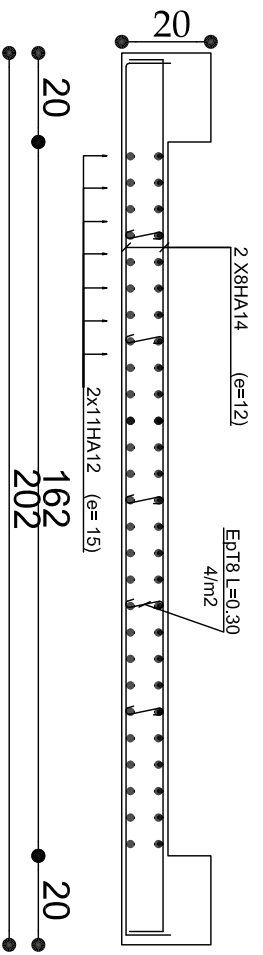
**VOILE VL4 NIV +11.56 AU +17.34
ZONE (03)**



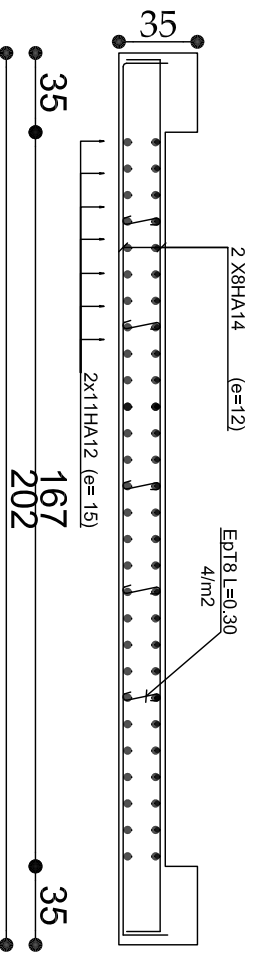
VOILE VT1 NIV -4.08 AU +2.89
ZONE (01)



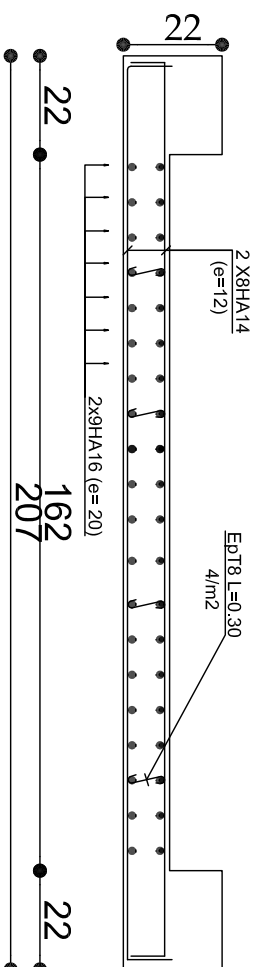
VOILE VT1 NIV +2.98 AU +11.56
ZONE (02)



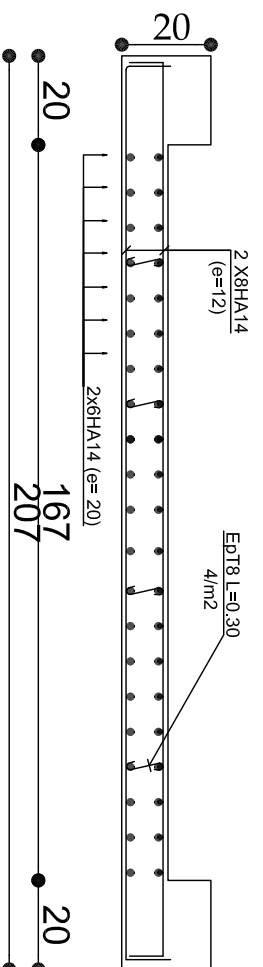
VOILE VT1 NIV +11.56 AU +17.34
ZONE (03)



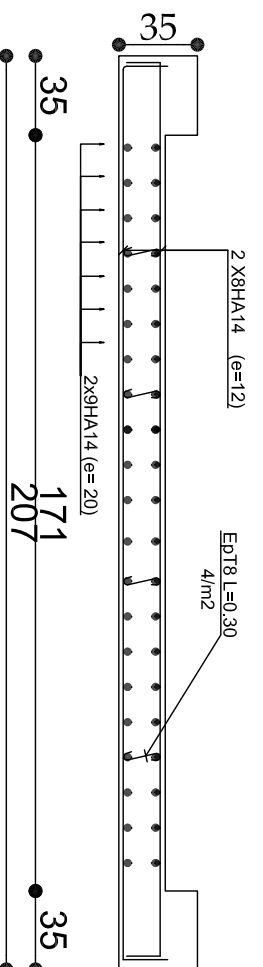
VOILE VT2 NIV -4.08 AU +2.89
ZONE (01)



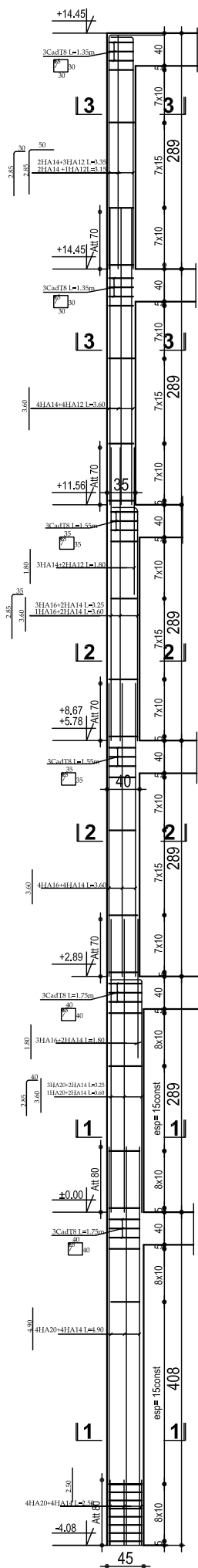
VOILE VT2 NIV +2.98 AU +11.56
ZONE (02)



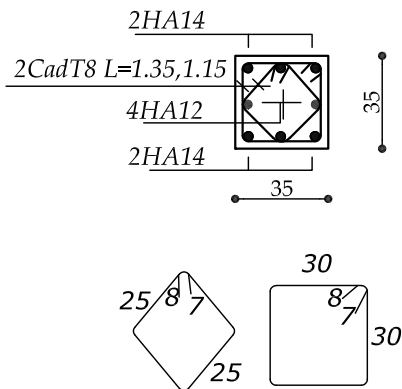
VOILE VT2 NIV +11.56 AU +17.34
ZONE (03)



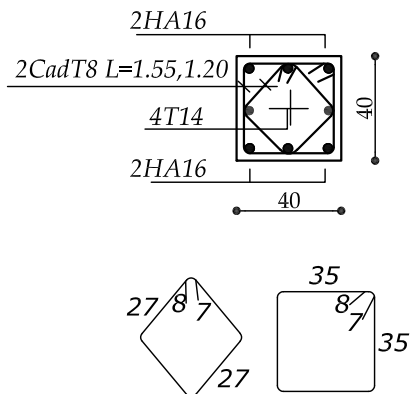
Ferrailage des poteaux



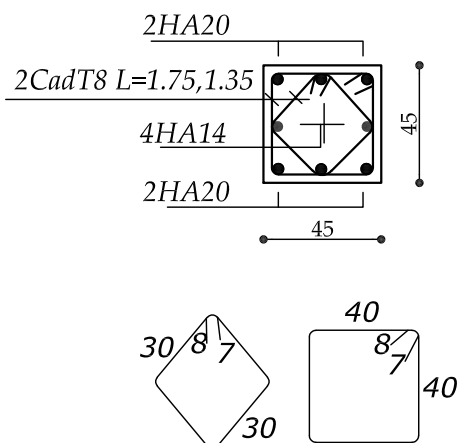
COUPE 3--3



COUPE 2--2



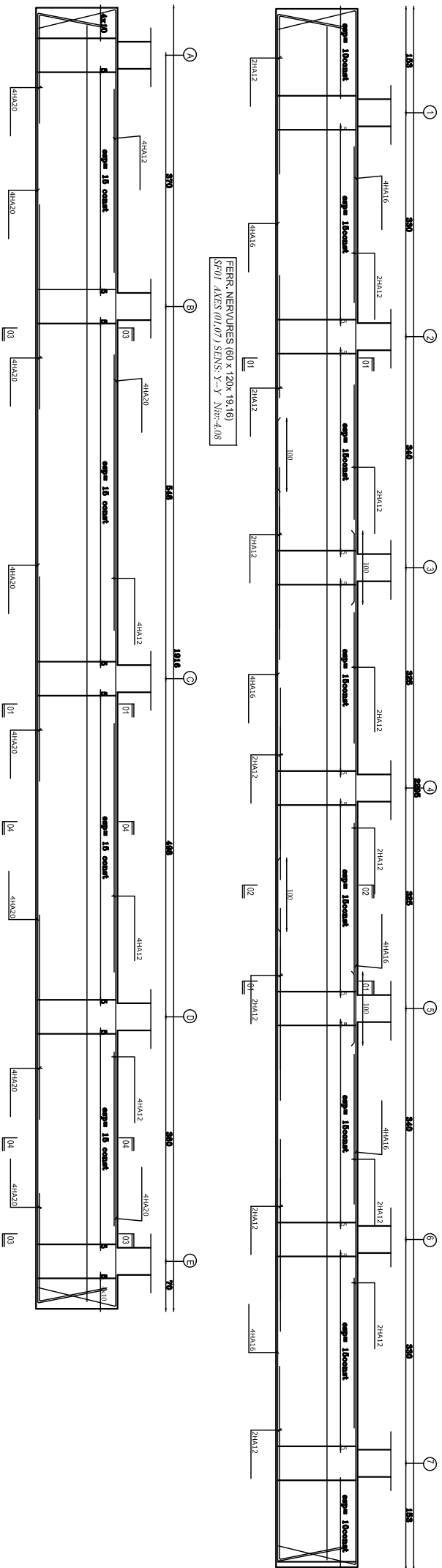
COUPE 1--1



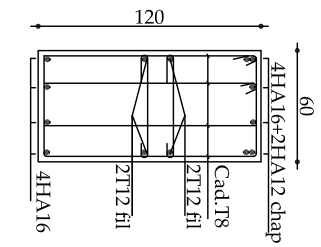
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Melle: BELHADJ Sabrina Melle: BOURAS Karima	Echelle: 1/50 Ferrailage POTEAUX
Encadreur: Mme: BAIDI	Promotion 2022

FERR. NERVURES (60x 120 x 22,95)
 SFOI AXES (01/07) SENS: X-X' N°B=4.08

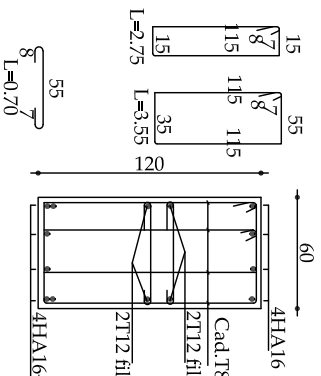
FERR. NERVURES (60 x 120x 19,16)
 SFOI AXES (01/07) SENS: X-Y N°B=4.08



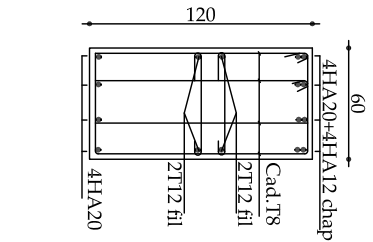
COUPE 2-2



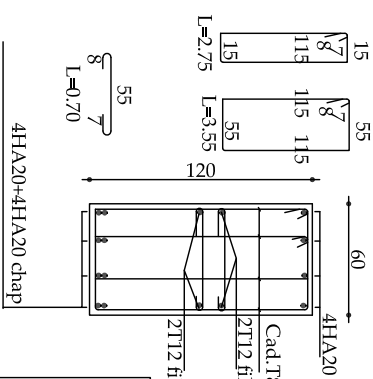
COUPE 1-1



COUPE 2-2

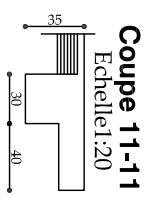
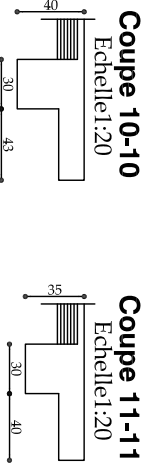
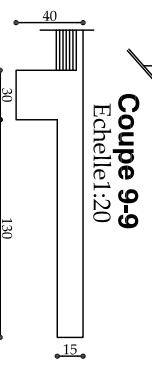
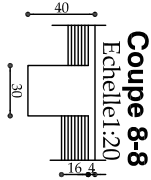
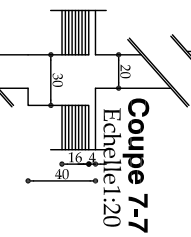
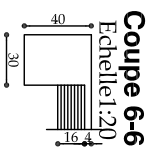
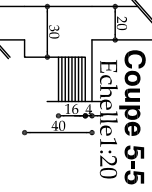
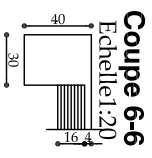
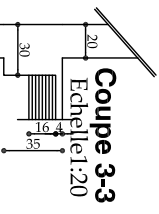
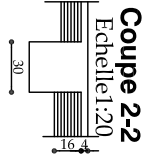
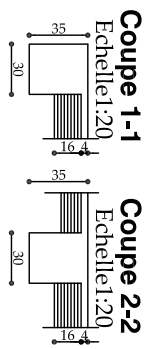
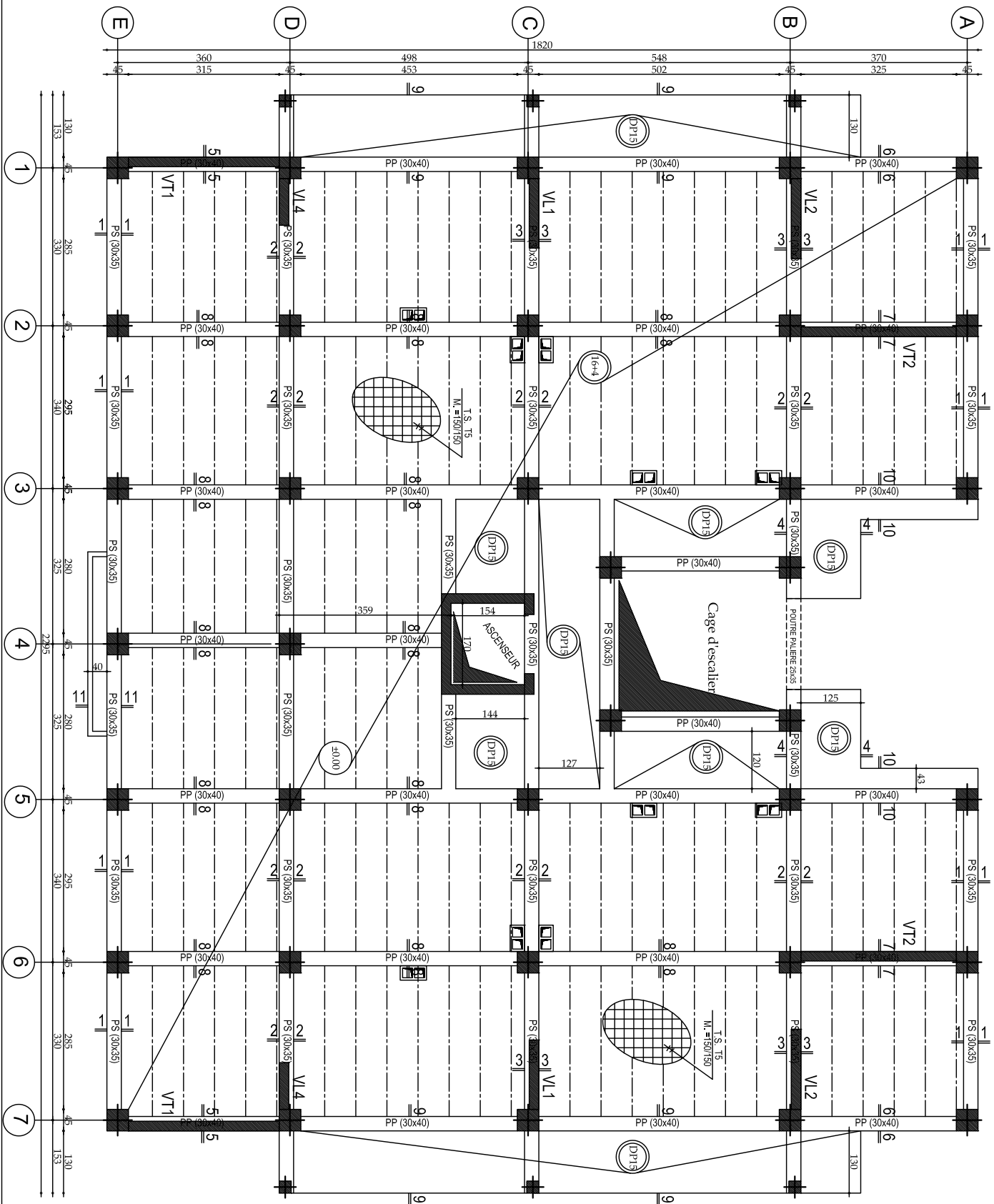


COUPE 1-1

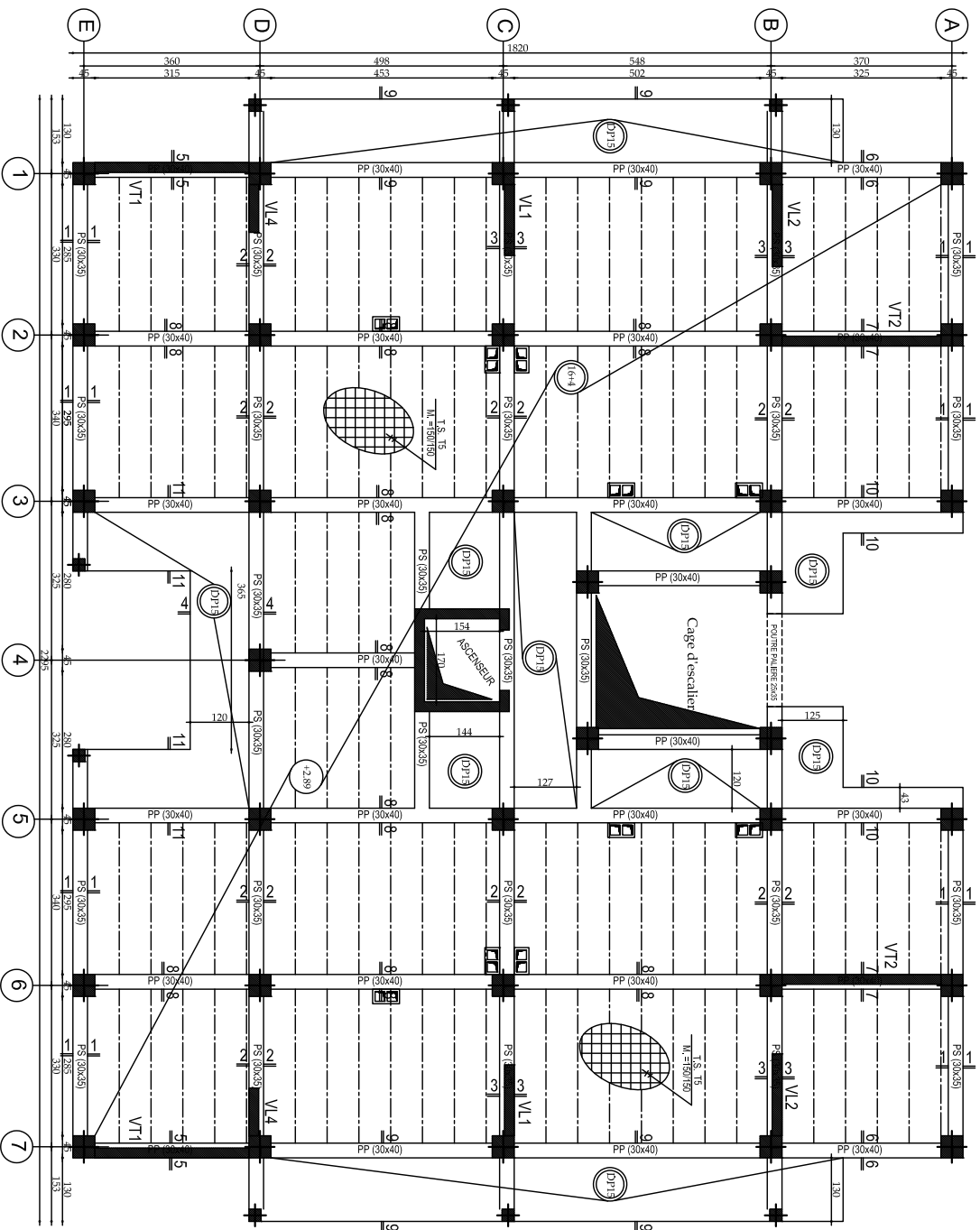


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Melle: BEUHADJ Sabrina	Echelle: 1/50
Melle: BOURKAS Karima	Ferrailage Nervure
Encadreur: Mme: BAIDI	Promotion 2022

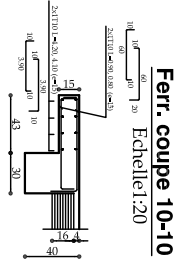
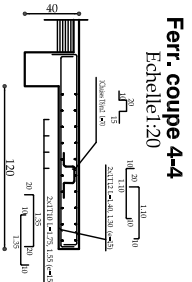
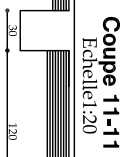
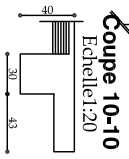
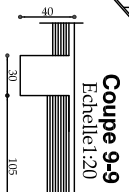
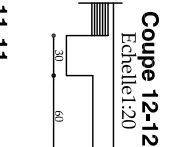
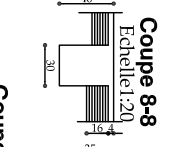
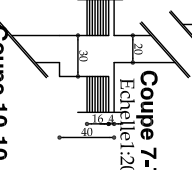
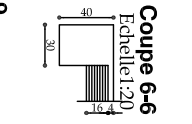
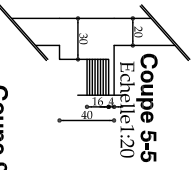
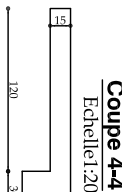
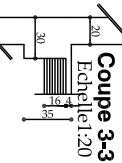
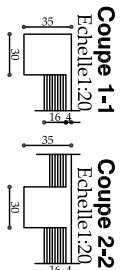
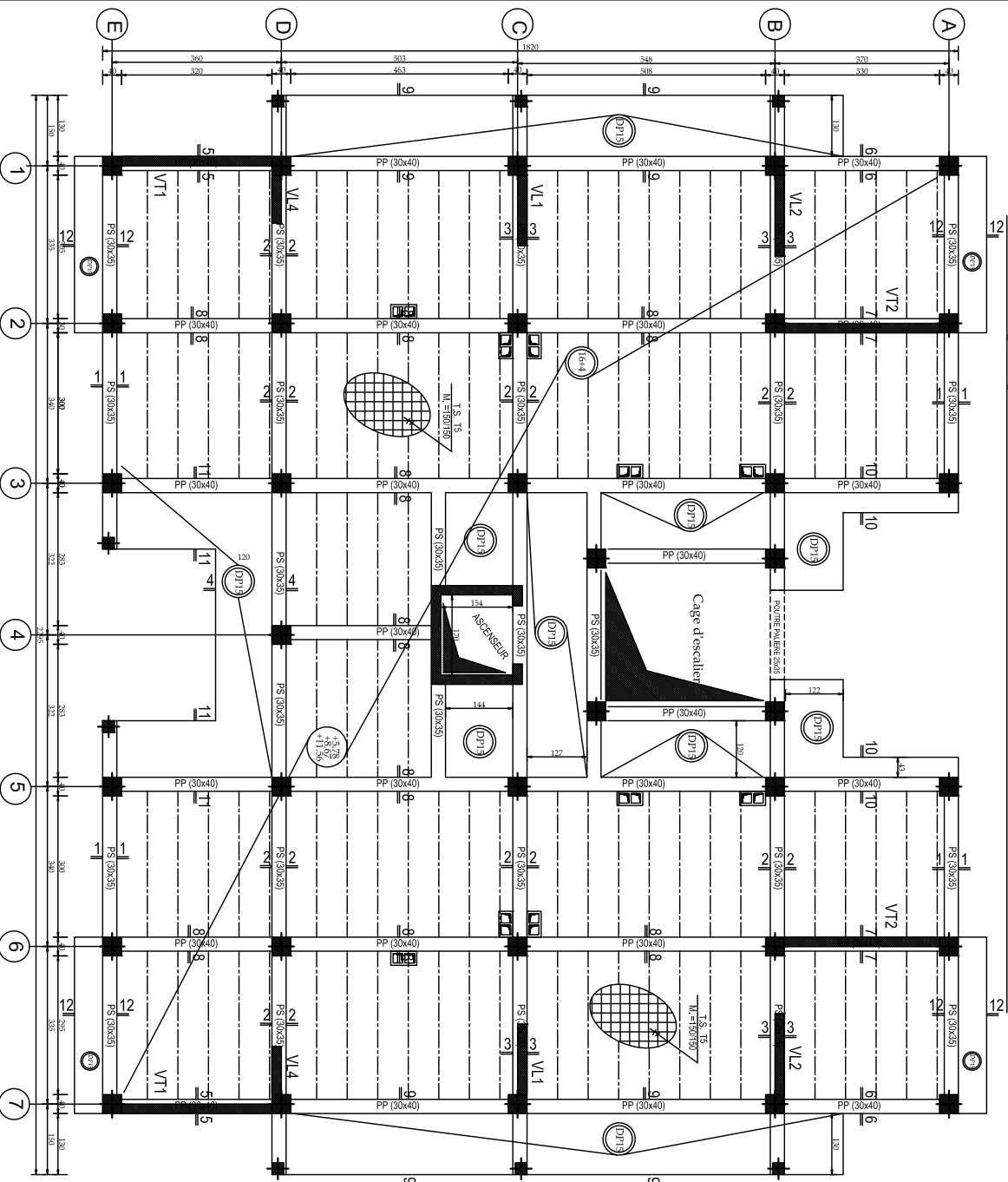
Coffrage plancher Niv: ±0.00



Coffrage plancher Niv: +2.89



Coffrage plancher Niv: +5.78/ +8.67/ +11.56



Coffrage Radier Niv: -4.08

