

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.*

THEME

*Étude d'un bâtiment (R+8+entre sol) à usage multiple
contreventé par voiles porteurs, étudié par logiciel ETABS*

Dirigé par :

M^{me} : S. LARABI

Étudié par :

M^{elle} : GHERNAOUT Nabila

M^{elle} : HASSANI Lynda

Année 2021/2022

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} LARABI qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers

A ma chère mère

Quoi que je fasse ou je dise je ne serai point te remercier comme il te doit, Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma force pour affronter les obstacles.

A mon cher père

Je vous remercie pour ton amour que vous me portez depuis mon enfance. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes chères sœurs,

Hanane, Amel, Yasmine et mon bébé d'amour Asma.

A PAPY et MANY. Et A la mémoire de mes grands-parents.

A mes chères tantes et mon cher oncle

A ma chère amie et binôme,

Qui sans elle, ce travail n'aurait jamais vu le jour, c'est main dans la main que nous avons pu mener celui-ci.

A tous mes amis,

Qui m'ont aidé ; Bæ, Zahra, Taous, Assia, Salim, Karim, Syphax, Rabah. Mustapha, Et a tous ce qui m'ont aidé.

Nabila

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers

À la mémoire de mon père

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, j'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa miséricorde !

À ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

À mes chers frères et sœurs,

Qui ont été toujours présents pour moi, m'ont encouragée et soutenue.

À ma chère amie et binôme,

Qui sans elle, ce travail n'aurait jamais vu le jour, c'est main dans la main que nous avons pu mener celui-ci.

À tous les amis,

Et à tous ceux qui, par un mot, m'ont donnée la force de continuer, et à qui je souhaite le succès.

À mes cousines

Qui m'ont donnée de l'amour et de la vivacité ainsi que du courage.

lynda

SOMMAIRE

Introduction Générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....09

Chapitre III : Calcul des éléments.....24

III-1. Plancher.....24

III-2. Calcul de l'acrotère 46

III-3. Calcul des balcons54

III-4. Calcul salle machine60

III-5. Calcul des escaliers72

III-6. Calcul de la poutre palière88

III-7. Calcul de la poutre de chainage96

Chapitre IV : Modélisation de la structure..... 105

Chapitre V : Vérification des conditions du RP..... 116

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux140

VI.1. Ferrailage des poteaux.....140

VI.2. Ferrailage des poutres156

VI.3. Ferrailage des voiles167

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure177

Chapitre VIII: Etude de mur plaque207

Conclusion Générales.

Bibliographie.

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} LARABI qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig 1.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Fig1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

Fig1.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Fig II-1 : Plancher en corps creux

Fig II-2 : Sections des poutres.

Fig II-3 : Coupe de voile en élévation.

Fig II-4 : Coupe de voile en plan.

Fig II-5 : Influence de Poteau F4.

Chapitre III: Calcul des éléments

Fig III.1.1 : ferrailage de la dalle de compression.

FigIII.1.2 : Section transversale de la poutrelle.

FigIII.1.3: schéma statique de la poutrelle.

Fig III-1-4 : schématisation de la section des poutrelles.

FigIII.1.5 : Schéma statique de la travée 1.

Fig III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant.

Fig III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants.

Fig III.1.8 : Schéma statique de la travée.

Fig III.1.9 : Diagramme du moment fléchissant.

Fig III.1.10:Diagramme des efforts tranchant.

FigIII.1.11:Schéma statique.

FigIII.1.12 : Diagramme des moments fléchissant.

FigIII.1.13 : Diagramme des efforts tranchans.

FigIII.1.14 : Schéma statique.

FigIII.1.15 : Diagramme du moment fléchissant.

FigIII.1.16 : Diagramme des efforts tranchant.

FigIII.1.17 : Schéma statique de la poutrelle.

FigIII.1.18 : ferrailage des planchers en corps creux.

Fig III.2 .1 : Coupe transversale de l'acrotère.

Fig III.2.2 : Diagramme des efforts internes.

Fig III2.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée.

Fig III.2.4: ferrailage de l'acrotère.

FigIII.3.1 : Coupe verticale du balcon.

FigIII.3.2 : schéma statique du balcon.

FigIII.3.3 : Section transversale de la dalle.

FigIII.3.4 : Ferrailage du balcon.

Fig.III.4.1 : La section à étudier pour le ferrailage.

Fig III.4.2 : Les moments dans les deux sens à l'ELU.

FigIII.4.3 : Les moments dans les deux sens à l'ELS.

FigIII.4.4 : Ferrailage de la salle machine suivant X-X.

FigIII.4.5 : Ferrailage de la salle machine suivant Y-Y.

Fig III-5.1. Coupe verticale de l'escalier .

Fig III-5.2. Schéma statique.

Fig III-5.3. Schéma statique de l'escalier a deux volées (ELU) d'étage courant.

Fig III-5.4. Diagramme des efforts interne à L'ELU.

Fig III-5.5. Schéma statique de l'escalier a deux volées (ELS) d'étage courant.

Fig III-5.6. Diagramme des efforts interne à 'L'ELS.

Fig III.5.7- ferrailage d'escalier.

Fig III-6.1 Schéma de poutre palière.

Fig III-6.2 Diagramme des efforts interne à ELU.

Fig III-6.3 Diagramme des efforts interne à ELS.

Fig III-7.1 Schéma de poutre de chaînage.

Fig III-7.2 Diagramme des efforts interne à ELU.

Fig III-7.3 Diagramme des efforts interne à ELS.

Fig III-7.4 Ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA

Fig V.2.1- Période analytique donnée par ETABS.

Fig V.5.1- Déplacement maximal dans le sens x-x.

Fig V.5.2- Déplacement maximal dans le sens y-y.

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Fig VII.1 : schéma de la semelle isolée.

Fig VII.2 : diagramme des contraintes.

Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.

Fig VII.4. shéma du débord.

Figure VII.5: Répartition trapézoïdale.

Figure VII.6: Présentation du chargement simplifié.

Figure VI.7: Répartition triangulaire.

Fig VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens longitudinal.

Fig VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens longitudinal.

Fig VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens longitudinal.

Fig VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens longitudinal.

Fig VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens transversal.

Fig VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens transversal.

Fig VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens transversal.

Fig VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens transversal.

Chapitre VIII: Etude de mur plaque

Fig VIII.1 : Schéma statique du mur plaque.

Fig VIII.2. Diagrammes des contraintes à ELU et à ELS.

Fig VIII.3. Ferrailage du mur plaque.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Tableau II-2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

Tableau II-3 : Charge permanente des étages courants.

Tableau II-4 : Charge permanente de la dalle pleine.

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

Tableau II-6 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

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

Tableau II-10 : Vérification du flambement des poteaux.

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III-5.1. Charge totale du palier.

Tableau III-5.2. Charge totale de paillasse.

Chapitre V : Vérification des conditions RPA

Tableau V.4.1- coefficient d'accélération de zone A.

Tableau V.4.3- valeur de ξ (%).

Tableau V.5.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Tableau V.6.2- Vérification de l'excentricité sens x-x.

Tableau V.6.3- Vérification de l'excentricité sens y-y.

Tableau V.6- Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau VI-1. a : Tableau caractéristiques des matériaux.

Tableau VI.1. b : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Tableau VI.1. c Les efforts internes dans les poteaux.

Tableau V-1.e : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Tableau VI-1.g : vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

Tableau VI-1. h. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens.

Tableau VI-1.i. Vérification de la contrainte du béton.

Tableau VI-1. J. Vérification de la contrainte du béton.

Tableau VI.2 .1 : ferrailage des poutres principales.

Tableau VI.2..2. : Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.2.3 : vérification au cisaillement.

Tableau VI.2..4 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

TableauVI.2.5 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles de groupe I (1m).

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles de groupe II (2.5m).

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de groupe III (2m).

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles de groupe IV (2m).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous voiles.

Tableau VII.2. Surfaces des semelles filantes sous les voiles.

Tableau VII-3 : Ferrailage du radier.

Tableau VII.4. Vérification des contraintes à L'ELS.

Tableau VII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tableau VII.7: Les efforts internes dans les nervures.

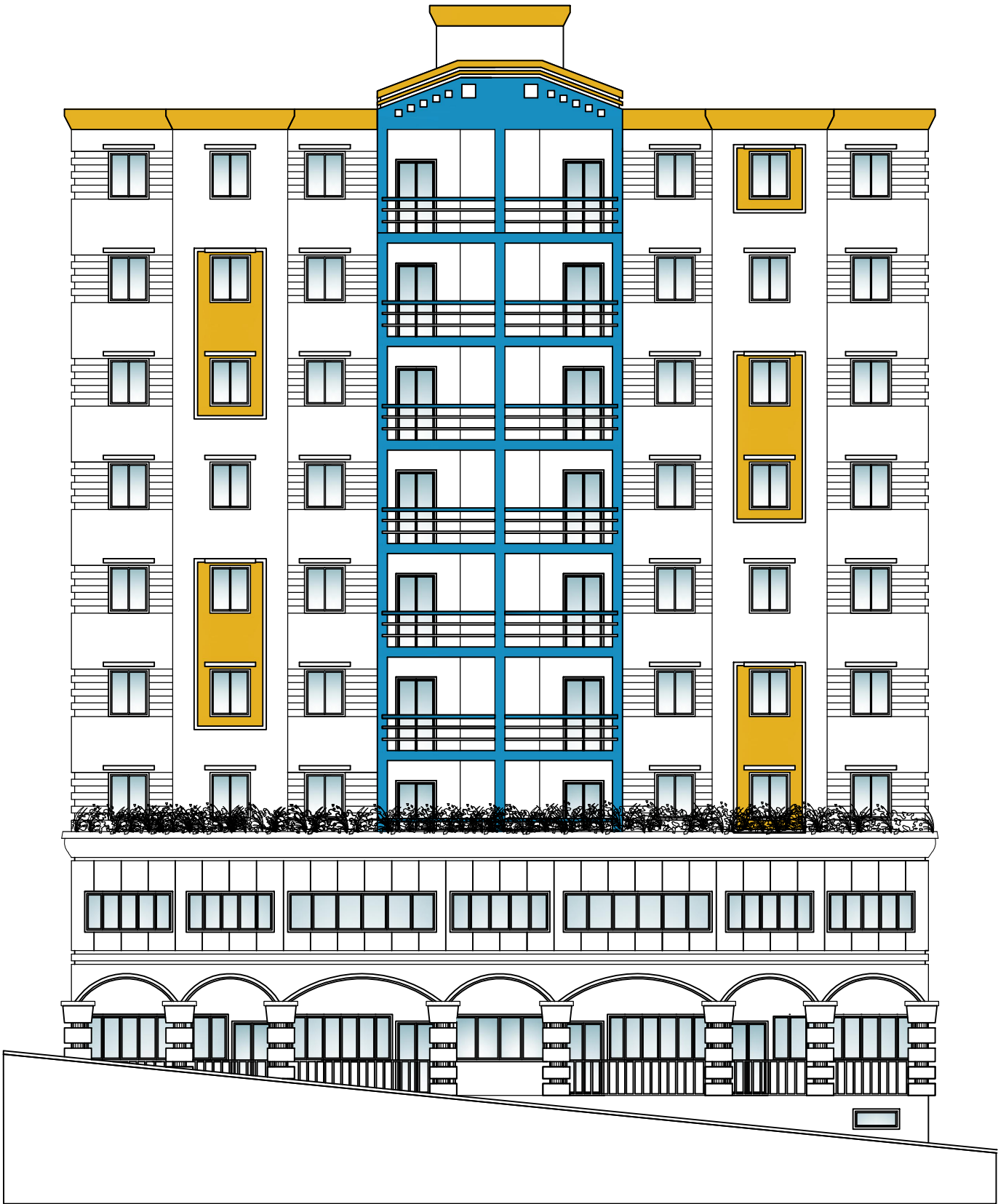
Tableau VII.8: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VII.9: vérification des contraintes à ELS.

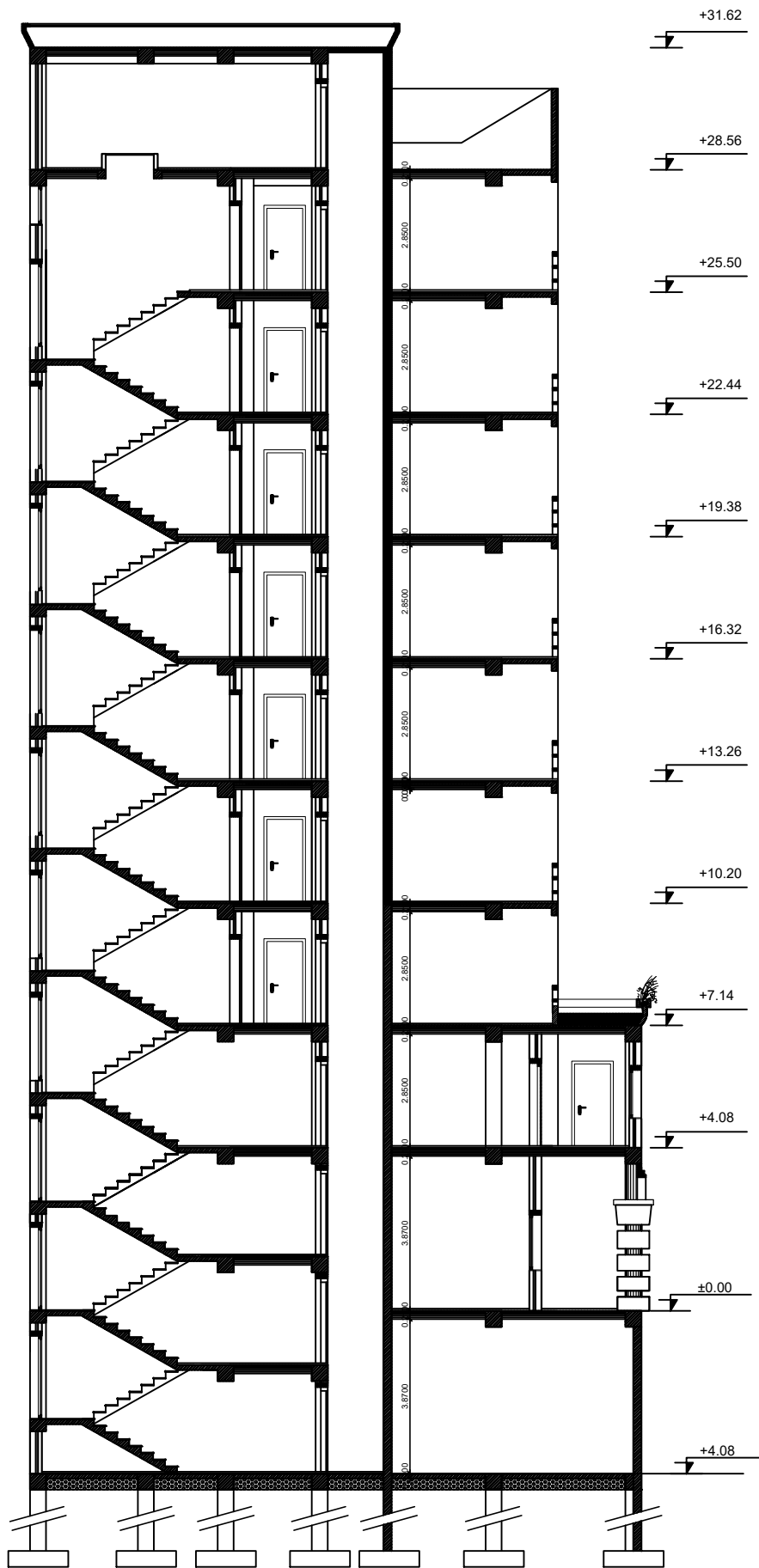
Chapitre VII : Etude du mur plaque.

Tableau VIII.1. Ferrailage du mur plaque à L'ELU.

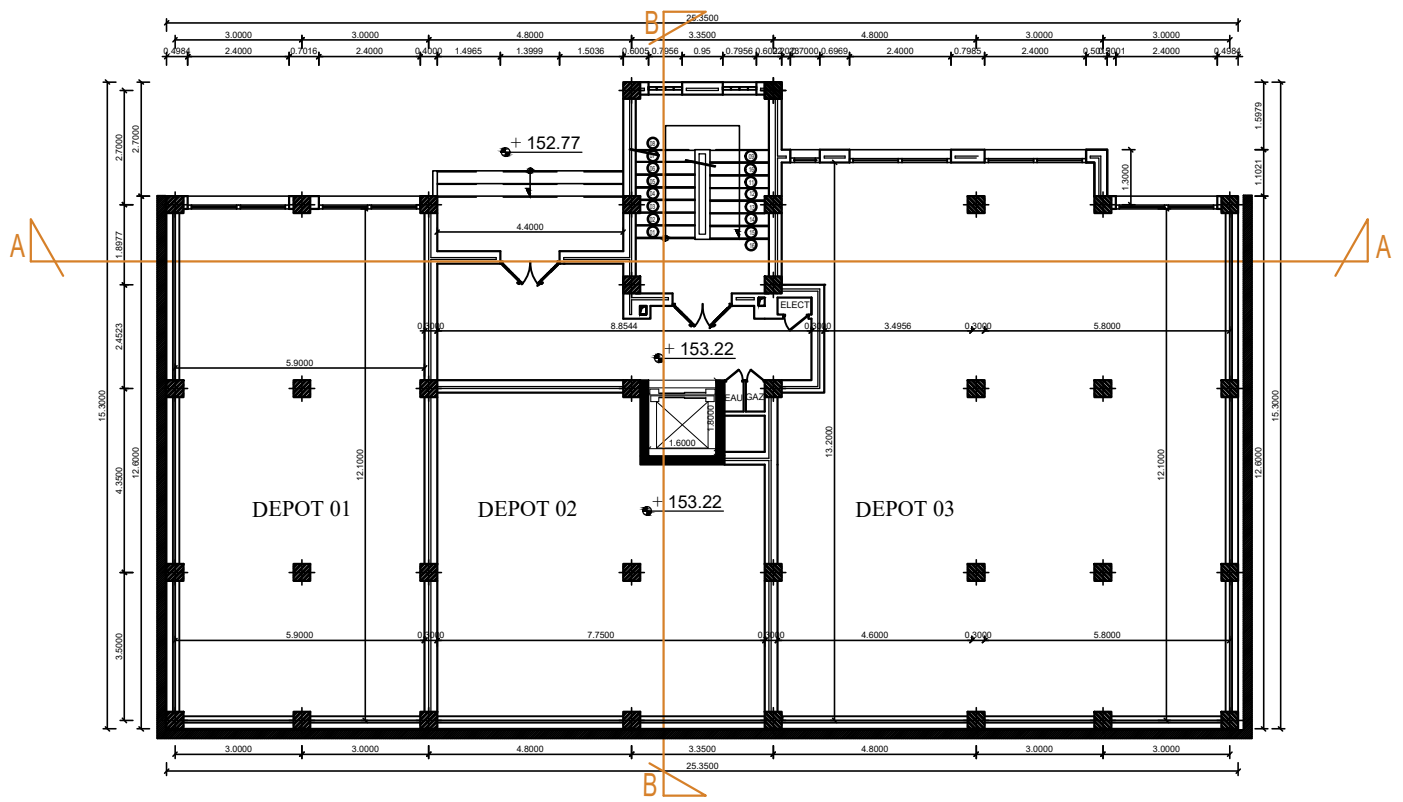
Tableau VIII.2. Vérification des contraintes à L'ELS. .



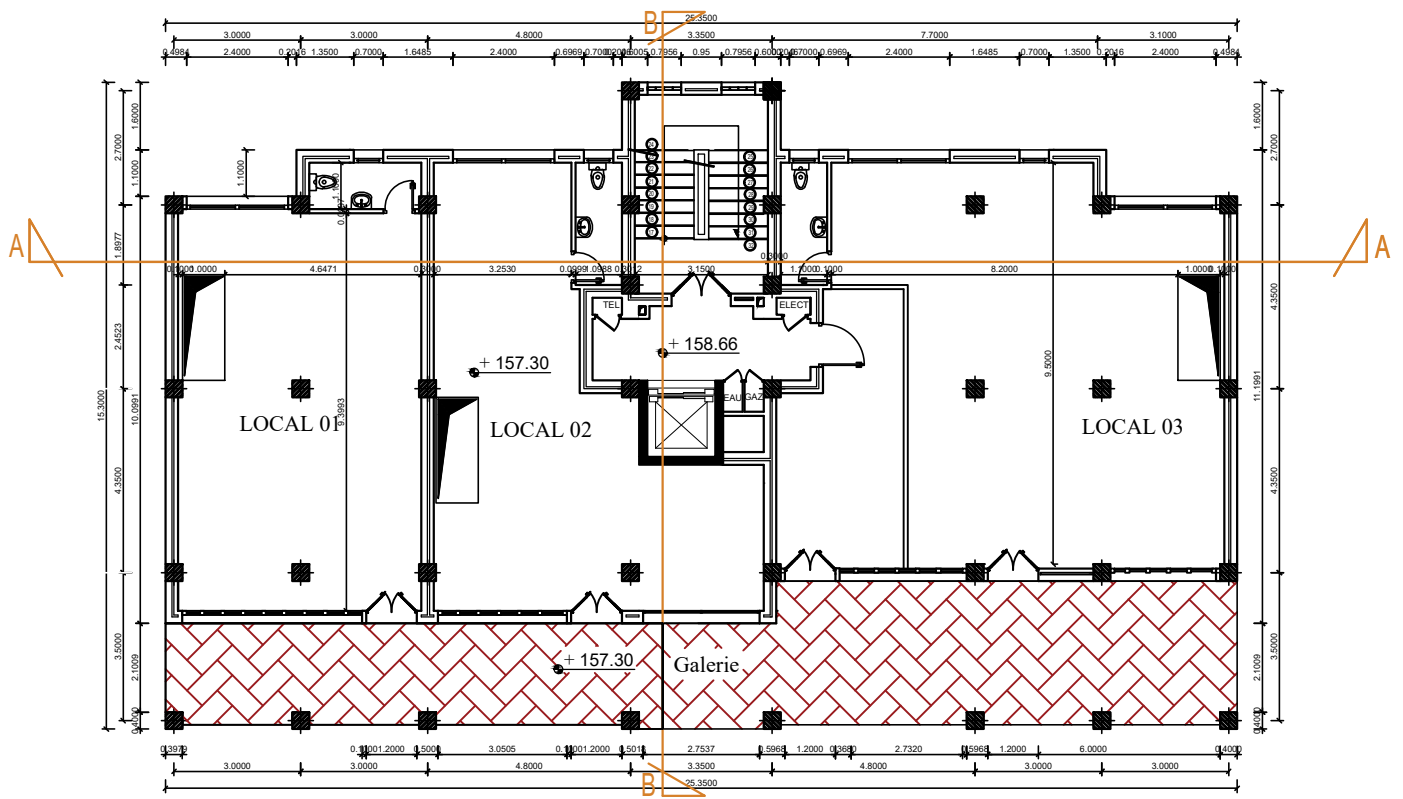
FACADE PRINCIPALE



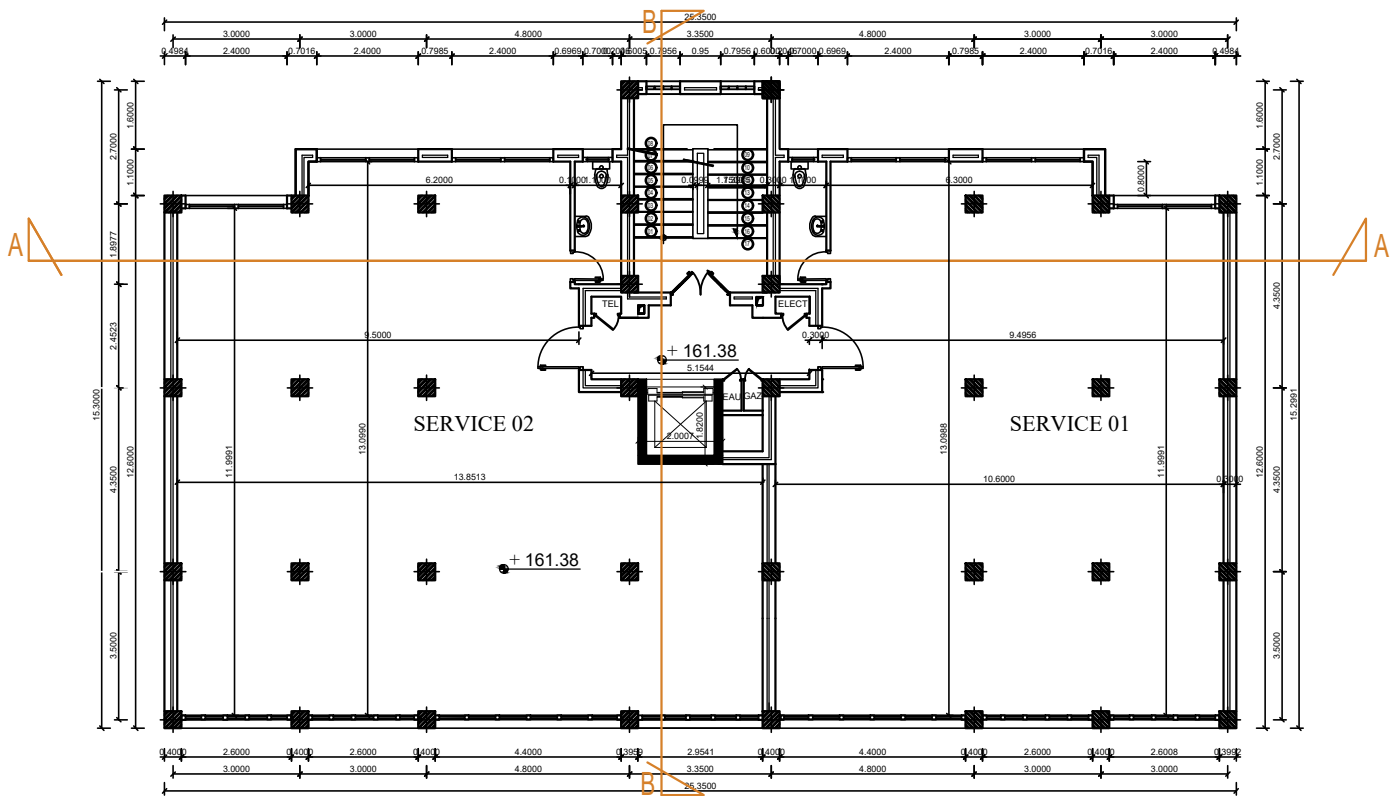
COUPE BB



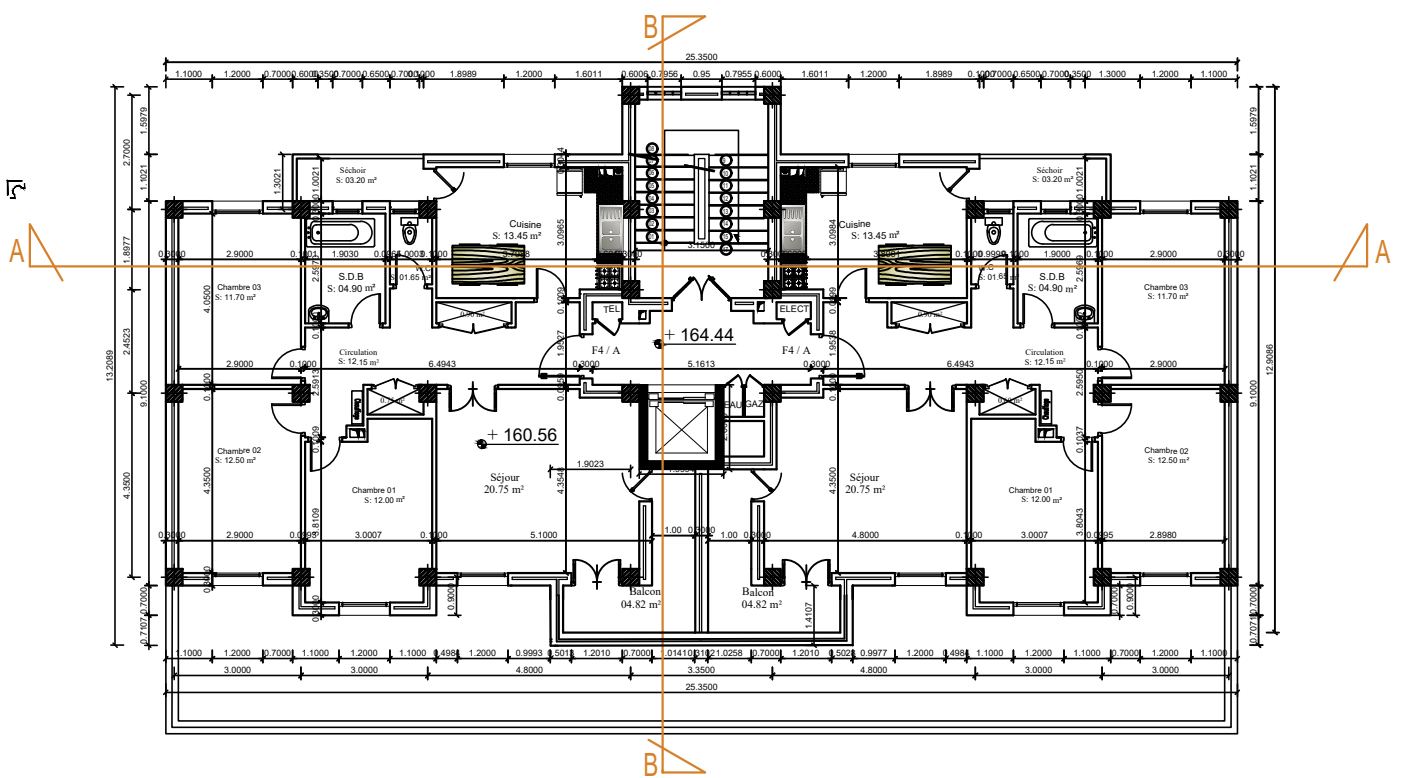
- PLAN ENTRE-SOL



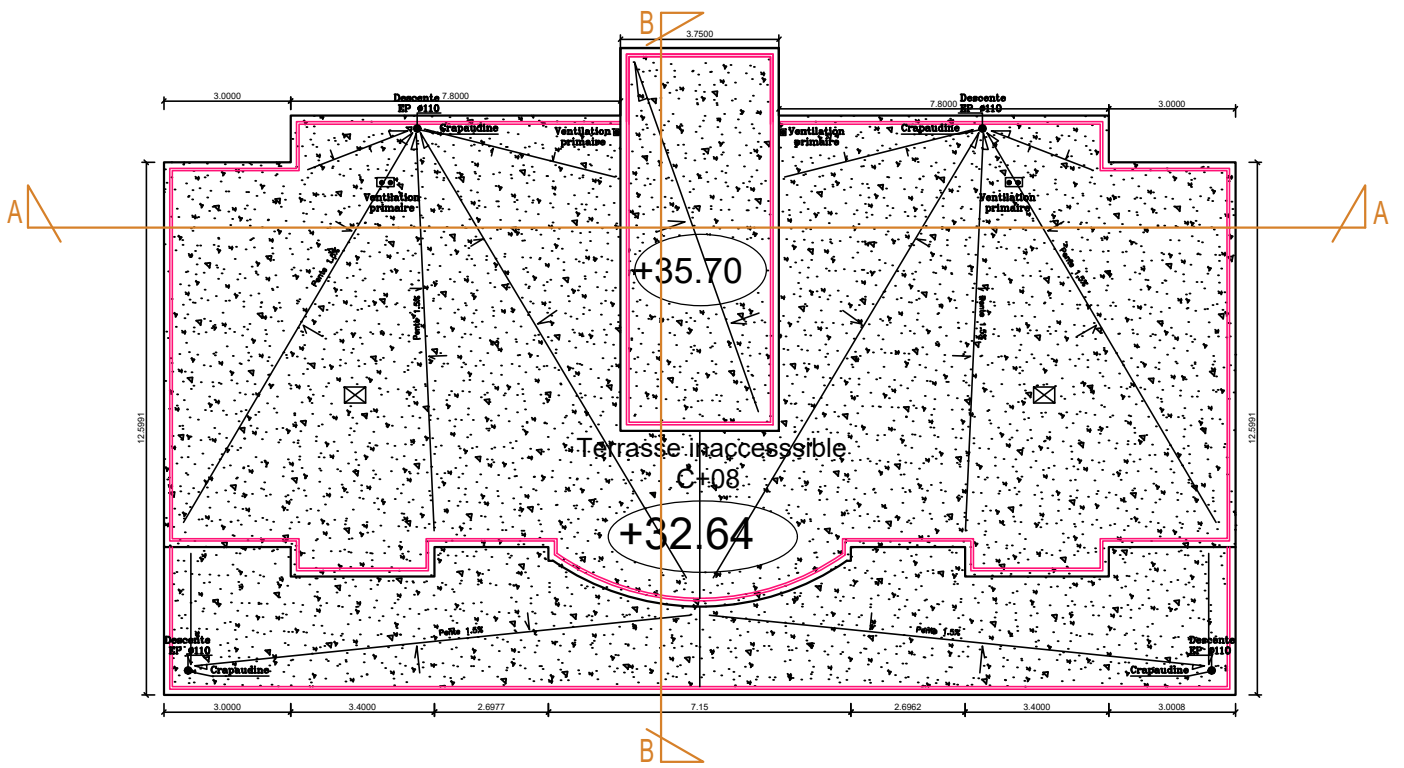
- PLAN R.D.C



- PLAN 1er ETAGE/SERVICES



- PLAN ETAGE COURANT



- PLAN DE TOITURE

Introduction général :

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

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

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économique, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et services) en R+8+ Entre –sol, contreventé par un système voiles porteurs.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R.BC 2.2.

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela pour le biais des essais de laboratoire, et par des essais in situ .

Ce mémoire est constitué de parties suivantes :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre, pour la modélisation de la structure et vérification du RPA.
- Le cinquième chapitre, pour le ferrailage des éléments (poutres, poteaux, voiles).
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, pour l'étude du mur plaque.
- Pour finir avec une conclusion générale.



CHAPITRE I

I. Introduction :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un immeuble RDC+8 avec un entre-sol en béton armé à usage service.

Ce projet est un ouvrage courant implanté à la wilaya de Tizi Ouzou qui est classée comme une région de moyenne sismicité (ZONE IIa) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système constitué de portiques et voiles.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**a. En plan :**

-Longueur totale : $L = 25,35$ m

-Largeur totale : $l = 15,30$ m

b. En élévation :

-Hauteur totale : $35,7$ m

-Hauteur des étages : $3,06$ m

-Hauteur du RDC : $4,08$ m

-Hauteur du entre sol : $4,08$ m

I.3. Données sismiques de l'ouvrage :

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude,

On peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte admissible du sol = 2m de profondeur.
- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage 2
- le site est considéré comme un site meuble «S3»

I.4 Les caractéristiques structurelles :

a. L'ossature : l'ossature est composée de :

- Portiques (poutres et poteaux).

- Voiles en béton armé dans les deux sens.

b. Les Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

❖ **Planchers en corps creux** : portés par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portée de travées sur les quelles sont posés les corps creux (Hourdis).ces poutrelles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux-poutre).

❖ **Planchers en dalle pleine** : réalisés en béton armé, il est généralement coulé sur place. Dans notre structure on les trouve les balcons et la cage d'ascenseur ainsi paliers de repos des escaliers.

C. Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

d. Le Remplissage (Maçonnerie) :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

-Les murs extérieures : sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.

-Murs intérieurs (cloisons de séparation) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

e. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué de :

- * Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- * Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- * Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- * Céramique pour les murs des cuisines les salles d'eau.

f. Les balcons :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

g. l'acrotère :

C'est un élément en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

h. les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propres, surcharges climatiques et d'utilisations) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de type de

la fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de la contrainte admissible du sol.

i. Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importance d'inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques –voiles).

I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment de granulats et de l'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 doit être conforme aux règles du BAEL91 (modifié 99) et du RPA99 (version 2003), dont les dosages préconisés sont :

- ciment: 350 kg / m³

- gravier: 800 L, D_g ≤ 25mm **(art A.2.1)**

- sable propre : 400 L, D_g ≤ 5mm

- Eau : 175L

a. Résistances caractéristiques du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes définies au BAEL91 (Art A.2-.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour notre projet on prendra $f_{c28} : 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

Selon le BAEL91 (modifié 99) (Art A.2-.1.11)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } 40 \text{MPa} \leq f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \text{ pour } f_{cj} \geq 60 \text{MPa}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa}$.

c. déformation du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a proportionnalité des contraintes et des déformations. On distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané :**

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures. Le module est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (BAEL 91 Art 2.3.3.2)}$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{MPa}$.

▪ **Module d'élasticité différée :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = \sqrt[3]{3700 f_{cj}} \text{ MPA. (Art A 2.1.22 BAEL91)}$$

Dans notre cas : $E_{vj} = 10818,1 \text{MPa}$.

✓ **Module de déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ (Art A.2.1.3)}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson.

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

- ✓ E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ✓ E.L.S : $\nu = 0,2$ calculs des déformations (béton non fissuré).

1.5.2. Contraintes limites :

a. état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte ultime du béton en compression est : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ avec

γ_b : coefficient de sécurité. Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ sollicitations durables (normal).

$\gamma_b = 1,15$ sollicitations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$\theta = 1 \rightarrow$ si : $t > 24$ h

$\theta = 0,9 \rightarrow$ si : $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$

$\theta = 0,85 \rightarrow$ si : $t < 1 \text{ h}$

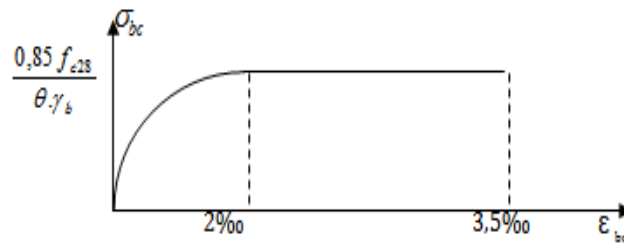


Fig 1.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

b. Etat limite de service (E.L.S) :

La contrainte du béton à l'E.L. S est donnée par :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{cj} \text{ (MPa) (Art : A4.5, 2 B.A.E.L)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$.

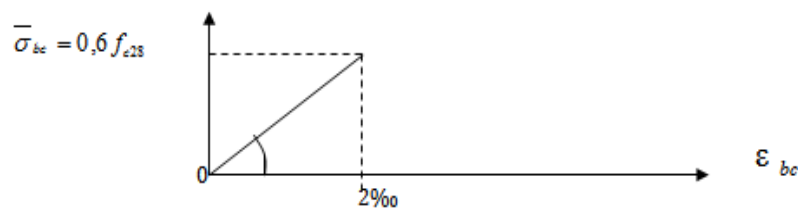


Fig1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

c. la contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \times d \quad \text{Avec :}$$

V_u : l'effort tranchant à l'Elu

b_0 : largeur de l'âme

$d=0.9h$: position des aciers tendues elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b) ; 5 \text{ MPA}]$.
- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min [(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPA}]$.

I.5.3. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25 % de carbone
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40% de carbone

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MP}$.

Le coefficient de poisson des aciers est pris égale à : $\nu = 0,3$.

a. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de [z] scellement
Aciers en barre	HA FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	(T S) TL520 (<6)	T S	520	550	1,3	1

Tableau 1.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

b. Contraintes limites :

✓ à L'ELU : (Art A .4.5.3 BAEL91modifié99)

La contrainte de l'acier est donnée par: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} (\text{MPa})$.

Avec :

f_e : la contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable.

✓ à L'ELS : (Art A .4.5.3 BAEL 91 modifié 99)

Nous avons pour cet état :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable** : C'est les cas des éléments exposés aux l'intempérie. $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec : η : coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

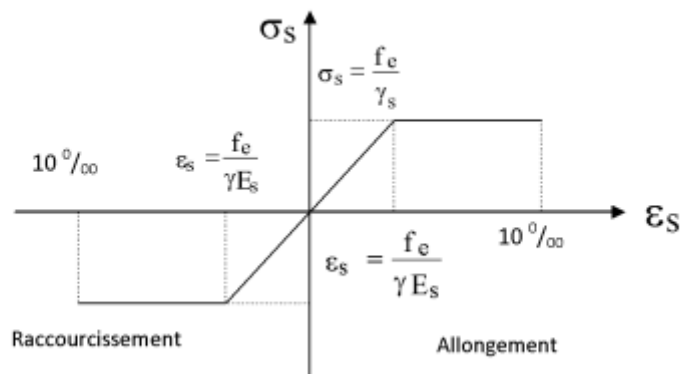


Fig1.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

c. **Protection d'armatures** : (BAEL91 modifié 99, Art A. 7.2.4)

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

- ❖ $c \geq 5\text{cm}$: 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 en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ❖ $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.6. Référence de calcul :

B.A.E.L.91 modifié 99 : Béton armé aux états limites ultimes.

DTR. BC .2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation.

DTR.BC2.48 : Règlement parasismique algérien «R.P.A 99/ 2003. »

DTR : BC2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « C.B.A93 ».

Conclusion :

Après avoir procéder à la description de l'ouvrage on va entamer le pré-dimensionnement de notre structure.



CHAPITRE II

II. Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles cette démarche a pour but la détermination des sections de différents éléments cités ci-dessus afin qu'ils puissent prendre les différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis telle que :

- **Sollicitations verticales** : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de tous les éléments de la structure.
- **Sollicitations horizontales** : elles sont généralement d'origine sismique.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

-**RPA 99/ VERSION 2003** : Règles Parasismiques Algériennes modifiées en 2003.

-**BAEL91** : Béton Armé aux états limite.

-**CBA 93** : Code du Béton Armé.

II-1. Pré-dimensionnement des éléments :

II-1-1. Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Il est capable de supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

On désigne deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** :

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (Art B.6.8.423 BAEL 91) .}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{ hauteur totale du plancher.} \\ L_{max}: \text{ portée maximale entre nus d'appuis, dans le sens des poutrelles.} \end{array} \right.$$

$L = 4,35 - 25 = 4,1 \text{ cm}$ (**Le RPA** exige : On prend $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ Zone IIa).

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{410}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

Alors, on opte pour un plancher $(16 + 4) = 20 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm .

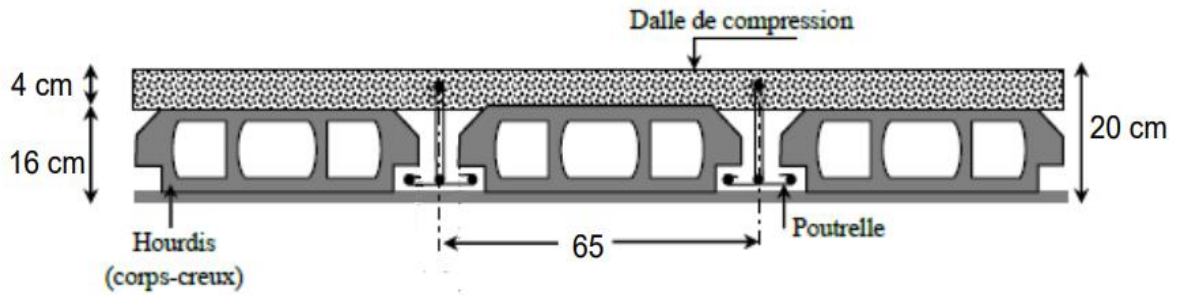


Fig II-1 : Plancher en corps creux.

• **Plancher en dalle pleine :**

➤ **Dalle salle machine :**

Dans notre cas on a une dalle qui repose sur plus de trois appuis, avec es dimensions suivantes :

$L_x = 2m ; L_y = 2m$

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 \quad \longrightarrow$ donc le panneau travaille suivant les deux directions.

Son épaisseur sera déterminée à la base de la formule suivante :

$h_t \geq \frac{L_y}{30} = \frac{200}{30} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq 6,66 \text{ cm}$

- On prend $h_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Porte à faux :**

a. **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : (**Article BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) :

$$e_p \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0: \text{portée libre.} \\ e: \text{épaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$$

$e_p \geq \frac{141}{10} \quad \longrightarrow \quad e_p = 14,1 \text{ cm}$

b. **La résistance au feu :**(BAEL91modifie 99, article 3.1.33)

$e_p = 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$e_p = 11$ cm : pour deux heures de résistance au feu.

$e_p = 17$ cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e_p : Épaisseur de la dalle pleine.

Pour deux heures d'exploitation au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**

c. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse ouvrage en béton armée

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_o = M/\rho = 350/2500 = 0.14\text{m} = 14\text{cm}$$

- Nous prenons : **$e_p = 15\text{cm}$** .

II-1-2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments barre en béton armé coulé sur place. Elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On désigne les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après le : **(RPA2003-Art 7-5-1)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

D'après les règles du **BAEL 91**, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \\ L_{\max} : \text{portée maximum entre nus. } L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales : (les poutres porteuses).**

• **Hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \quad \longrightarrow \quad 30,33 \leq h_t \leq 45,55$$

Nous optons pour : **$h_t = 45 \text{ cm}$**

▪ **La largeur :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \longrightarrow \quad 18 \leq b \leq 31,5$$

Pour raison de sécurité nous optons pour **$b = 30 \text{ cm}$**

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont aussi des éléments en béton armé coulé sur place, qui assure le chaînage. Elles sont disposées en parallèles des poutrelles.

$$L_{max} = 435 - 25 = 410 \text{ cm.}$$

▪ **Hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \quad \longrightarrow \quad 27,33 \leq h_t \leq 41$$

Nous optons pour : **$h_t = 40 \text{ cm}$**

▪ **Largeur :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons pratique nous optons pour : **$b = 30 \text{ cm}$** .

➤ **Poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

$$L_{max} = 335 - 25 = 310 \text{ cm.}$$

- **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \quad \longrightarrow \quad 20,66 \leq h_t \leq 31$$

Nous optons pour : **$h_t = 30 \text{ cm}$**

- **Largeur :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

Nous optons pour : **$b = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Poutre de chaînage :**

$$L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm.}$$

- **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \quad \longrightarrow \quad 30,33 \leq h_t \leq 45,5$$

Nous optons pour : **$h_t = 35 \text{ cm}$**

- Largeur :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

Nous optons pour : **b = 25cm.**

✓ Vérification selon le RPA 99 / version 2003 :

	Poutres principale	Poutre secondaire	Poutre palière	Poutre chaînage	Vérifie (oui/non)
Hauteur	45 > 30	40 > 30	30 ≥ 30	35 > 30	Oui
Largeur	30 > 20	30 > 20	25 > 20	25 > 20	Oui
Hauteur/Largeur	1,5 < 4	1,33 < 4	1,2 < 4	1,4 < 20	Oui

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

✓ Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

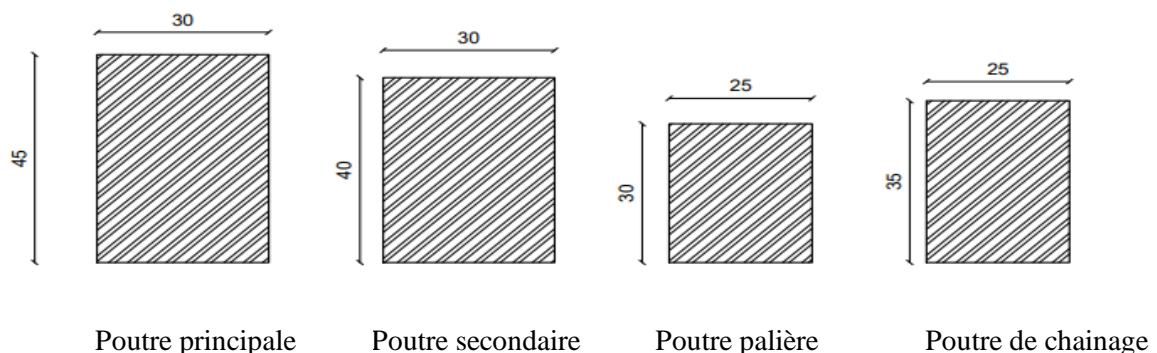


Fig II-2 : Sections des poutres.

II-1-3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003 Art 7.7.1.** Qui préconise :

$$L \geq 4 a$$

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale (a_{min}) est de 15 cm.

Pour notre cas :

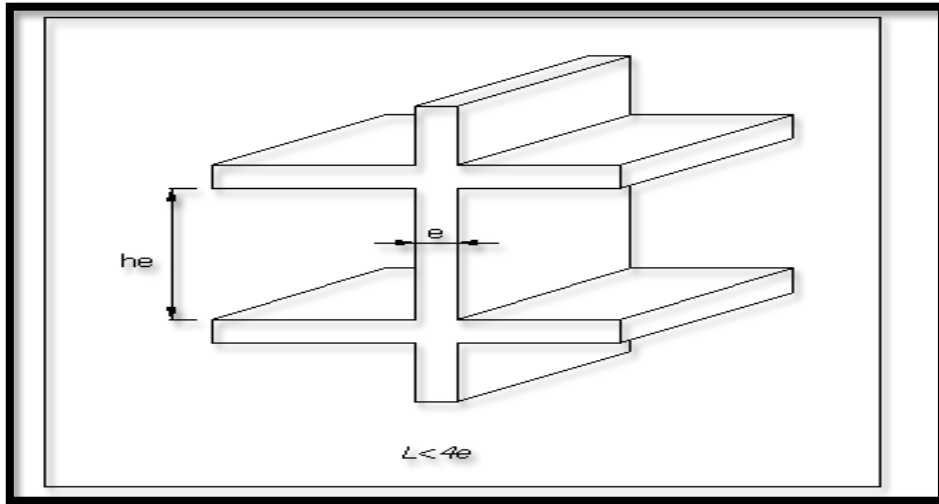


Fig II-3 : Coupe de voile en élévation

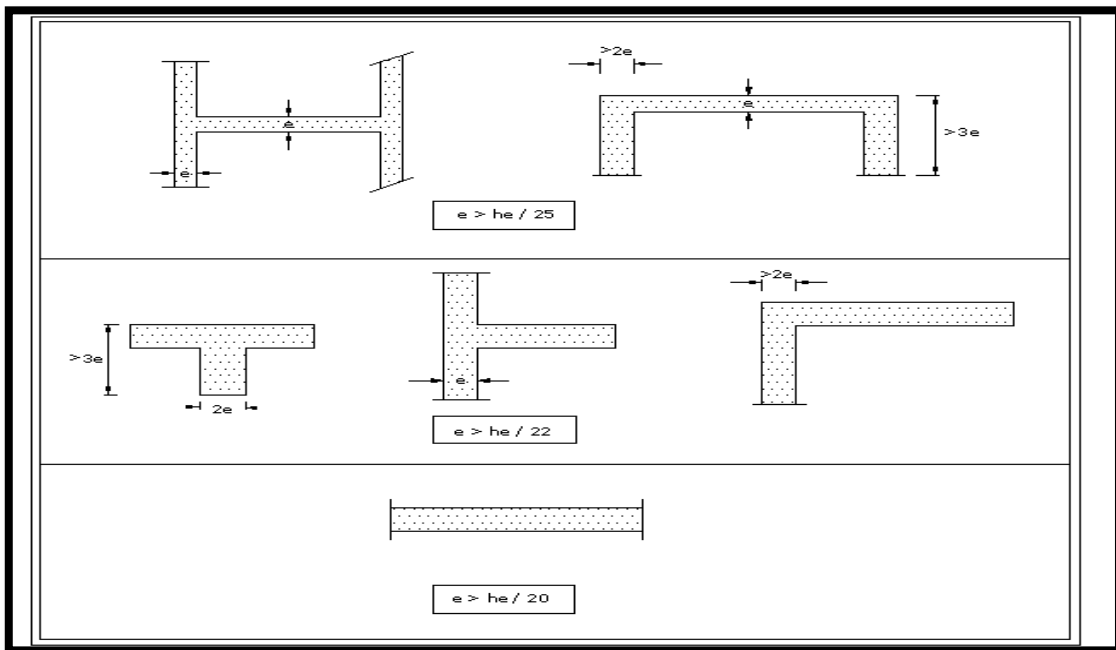


Fig II-4 : Coupe de voile en plan

Avec :

- a : épaisseur du voile,
- h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$
- h : hauteur d'étage,
- e_p : épaisseur du plancher

Dans notre cas, on prend :

$$e_{p \min} \geq \frac{he}{20} \text{ avec } he = h - h_t \iff 4,08 - 0,2 = 3,88$$

$$e_{pMin} \geq \frac{3,88}{20} = 0,194 \text{ m}$$

On prend : $e_{pmin} = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003 :**

$$e_{pMin} \geq 15 \text{ cm}$$

$e_{pmin} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$L_{min} \geq 4e_p$$

$$L_{min} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$L_{min} = 85 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

II-1-4. Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en Compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$)

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau} \\ G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité. Qui est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,3 \times f_{c28} \text{ [MPa].}$$

$$\text{donc :} \quad S \geq \frac{N_s}{0,3f_{c28}}$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{Section du poteau considéré.} \\ N_s : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton a la compression simple.} \end{array} \right.$

a. **La surface d'influence :**

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a (25x25) cm² . On s'intéressera lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est représenté comme suit :

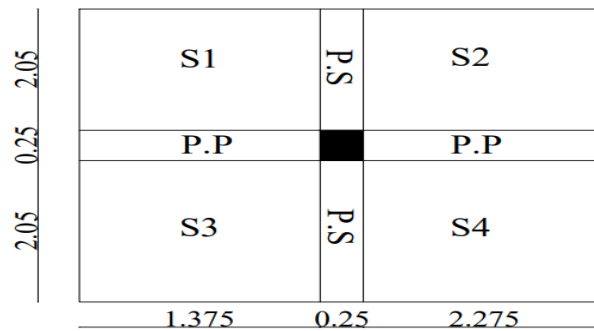


Fig II-5 : Influence de Poteau.

➤ **Calcul la surface d'influence :**

$$S_1 = 2,05 \times 1,375 = 2,81875 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,05 \times 2,275 = 4,66375 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,05 \times 1,375 = 2,81875 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,05 \times 2,275 = 4,66375 \text{ m}^2$$

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

$$\underline{S = 14,965 \text{ m}^2}$$

II-2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer au document technique règlementaire **DTR B.C.2.2**

« charges et surcharges d'exploitation ».

II-2-1. Charge permanente G :

- Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments		Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2,85
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5,51

Tableau II-2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

▪ Plancher étages courants :

Désignation des éléments		Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0,9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,4
3	mortier de pose	0.02	22	0,4
4	couche de sable	0.02	18	0,36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2,85
6	enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				5,11

Tableau II-3 : Charge permanente des étages courants.

▪ Dalle pleine :

Désignation des éléments		Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
TOTAL				5,39

Tableau II-4 : Charge permanente de la dalle pleine.

▪ Maçonnerie :

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

▪ Mur intérieur :

Désignation des éléments		Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

▪ Mur extérieur :

Désignation des éléments		Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
5	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2,44

Tableau II-6 : Charges permanentes des murs extérieurs.

➤ **Poids propre des éléments :**

❖ **Les planchers :**

Plancher étage terrasse : $G_{pt} \times S = 14,965 \times 5,51 = 82,46$ KN

Plancher étage courant : $G_{pc} \times S = 14,965 \times 5,11 = 76,48$ KN

❖ **Les poutres :**

$G_{pp} = (0,40 \times 0,3) \times (3,65) \times 25 = 10,95$ KN

$G_{ps} = (0,3 \times 0,25) \times (4,1) \times 25 = 7,7$ KN

✓ $G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 18,65$ KN

✓

❖ **Poteaux :**

Pour le Pré-dimensionnement des poteaux on calcule leur poids après avoir fixée les dimensions suivantes : b=25cm ; h=25cm

$G_{\text{étage courant}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78$ KN

$G_{\text{entre sol}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375$ KN

$G_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375$ KN

II-2-2. Surcharge exploitation Q:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher entre sol (Service)	3,5
Plancher RDC (commercial)	3,5
Plancher 1 ^{er} étage (service)	2,5
Plancher étages courants (Habitation)	1,5
Acrotère	1
Balcons	3,5

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

- ✓ Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher. ($Q \times S$)

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitations :**

Le document technique réglementaire *D.T.R B.C 2.2 Art 6.3* nous impose une dégression des Charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanité d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancé ; dont $n \geq 5$ ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suite :

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

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

➤ **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveau	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0,666	0.65

Tableau II.8 : les valeurs de la relation $(3+n/2n)$

• **Les surcharges cumulées :**

Terrasse : $Q_0=14,965$ KN

8^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1= 37,415$ KN

7^{ème} niveau : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 57,62$ KN

6^{ème} niveau : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 75,58$ KN

5^{ème} niveau : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 91,295$ KN

4^{ème} niveau : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 104,765$ KN

3^{ème} niveau : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 115,99$ KN

2^{er} niveau : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 127,18$ KN

1^{er} niveau : $Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 148,64$ KN

RDC : $Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 179,44$ KN

Entre sol : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 209,53$ KN

➤ Dimensionnement des sections des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}		Section trouvée $\frac{N}{0,3f_{c28}}$	Section Adopté
8	82,46	4,78	18,65	105,89	105,89	14,965	14,965	120,855	161,44	40×40
7	76,48	4,78	18,65	99,91	205,8	22,448	37,413	243,213	324,28	40×40
6	76,48	4,78	18,65	99,91	305,71	22,448	59,861	365,571	487,43	40×40
5	76,48	4,78	18,65	99,91	405,62	22,448	82,309	487,929	650,58	40×40
4	76,48	4,78	18,65	99,91	505,53	22,448	104,757	610,287	813,72	45×45
3	76,48	4,78	18,65	99,91	605,44	22,448	127,205	732,645	976,86	45×45
2	76,48	4,78	18,65	99,91	705,35	22,448	149,653	855,003	1440	45×45
1	76,48	4,78	18,65	99,91	805,26	52,378	202,031	1007,291	1343,05	50×50
RDC	76,48	6,375	18,65	101,505	906,765	37,413	239,444	1146,209	1528,27	50×50
Entre sol	76,48	6,375	18,65	101,505	1008,27	37,413	276,857	1285,127	1713,51	50×50

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

✓ Section adoptée suivant les étages :

Pour l'entre sol et RDC et 1^{er} étage : (50×50)

Pour 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage : (45×45)

Du 4^{eme} jusqu'au dernier étage : (40×40)

Pour la salle machine : (35×35)

✓ Vérification des conditions du RPA99/version 2003.Art 7.4.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{En zone IIa} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ Avech}_e : \text{ hauteur libre des étages} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Étages (1...8)} \quad h_e = 306-40 = 266\text{cm}, \\ \text{RDC et Entre sol} \quad h_e = 408-40 = 368\text{cm}, \end{array} \right.$$

Entresol et RDC :

$$\text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} > \frac{368}{20} = 18,4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ Donc } \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1^{er} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} > \frac{266}{20} = 13,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Du 2^{ème} au 4^{ème} niveau :

$$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ Donc } \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Du 4^{ème} au dernier niveau :

$$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ Donc } \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La salle machine:

$$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ Donc } \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité transversale qui se produit lorsqu’une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression.

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

niveau	B (cm)	H (cm)	I (Cm ⁴)	S (Cm ²)	i (Cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	condition
8	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	Condition vérifie
7	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	Condition vérifie
6	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	Condition vérifie
5	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	Condition vérifie
4	45	45	341718,75	2025	12,99	286	200,2	15,41	Condition vérifie
3	45	45	341718,75	2025	12,99	286	200,2	15,41	Condition vérifie
2	45	45	341718,75	2025	12,99	286	200,2	15,41	Condition vérifie
1	50	50	520833,33	2500	14,43	286	200,2	13,87	Condition vérifie
RDC	50	50	520833,33	2500	14,43	388	271,6	18,82	Condition vérifie
Entre sol	50	50	520833,33	2500	14,43	388	271,6	18,82	Condition vérifie

Tableau II-10 : Vérification du flambement des poteaux.

✓ **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :**

Pour éviter où limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour le poteau 50×50 cm² :

$$V = \frac{1713,51}{50 \times 50 \times 25} = 0,027 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pour le poteau 45×45 cm² :

$$V = \frac{1440}{45 \times 45 \times 25} = 0,028 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Pour le poteau 40×40 cm² :

$$V = \frac{650,58}{40 \times 40 \times 25} = 0,016 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- Poutres principales : (45 × 30) cm²
- Poutres secondaires : (40 × 30) cm²
- Poutre palière : (30 × 25) cm²
- Poutres chainage : (35 × 25) cm²
- Epaisseur des voiles : $e_{p\min} = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur planché en corps creux : $16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la dalle pleine : 15 cm
- Sections adoptées pour les poteaux :

Entre sol au RDC et 1^{er} étage : (50 × 50) cm

2^{ème} au 4^{ème} niveau : (45 × 45) cm

5^{ème} au 8^{ème} niveau : (40 × 40) cm

Salle machine : (35 × 35) cm

- A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.



CHAPITRE III

III.1. Calcul de plancher :

III.1.1. Plancher à corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose les corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

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

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** qui sont :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80$ Où L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

III.1.3. calcul des armatures :

❖ *Armatures perpendiculaires aux poutrelles :*

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : $l' = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St = 20 cm**.

❖ *Armatures parallèles aux poutrelles :*

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_1=5T5 = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

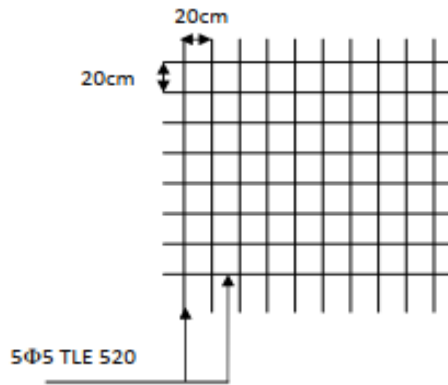


Fig III.1.1 : Ferrailage de la dalle de compression

III.1.4. calcul des poutrelles à L'ELU :

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

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

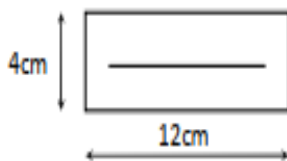
Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
 - poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
 - surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- D'où $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

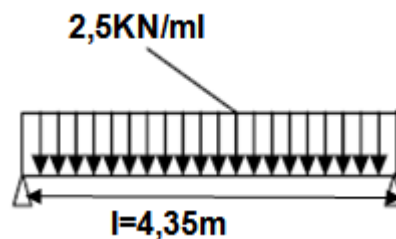
• **Combinaison d'action :**

A P'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q + 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A P'ELS : $q_s = G + Q = 0,74 + 1 = 1,74 \text{ KN /ml}$



FigIII.1.2 : Section transversale de la poutrelle



FigIII.1.3: schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,35^2}{8} = 5,91 \text{ KN.m}$$

- **Calcul d'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,35}{2} = 5,43 \text{ KN.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,91 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,67 > \mu_l = 0,392 \dots\dots \text{ S.D.A}$$

Les armatures comprimées sont nécessaires, mais à cause de faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaitements (pieds droits) sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis , semi encastré à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a). dimensionnement de la poutrelle : [B. A. E. L /Art A. 4. 1, 3]

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

b₀= 12cm (largeur de la nervure)

c=2 cm (enrobage)

d=18 cm (hauteur utile)

h₀= 4cm (épaisseur de la table de compression)

avec : $b_1 \leq \left(\frac{l}{10} ; \frac{b-b_0}{2} \right)$; $8h_0 = (48 ; 26,5 ; 32)$

On prend b₁= 26,5 cm.

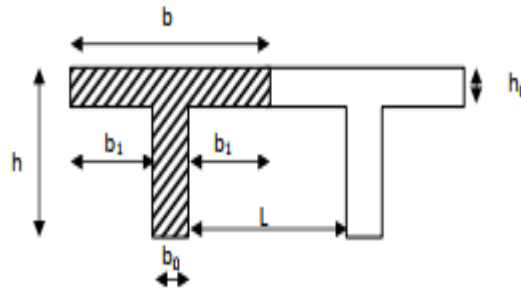


Fig III-1-4 : schématisation de la section des poutrelles.

b). calcul des charges :

- Poids propre du plancher (étage terrasse) : $G = 5,51 \times 0,65 = 3,581 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,11 \times 0,65 = 3,321 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation (plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation (plancher à usage habitation) : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation (usage de service) : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation plancher à usage de service (dépôt) :

$$Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Charge d'exploitation d'un plancher à usage commercial :

$$Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml.}$$

c). combinaison de charges :

- *plancher à usage habitation :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,321 + 1,5 \times 0,975 = 5,945 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,321 + 0,975 = 4,296 \text{ KN/ml}$$

- *Plancher terrasse :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,581 + 1,5 \times 0,65 = 5,809 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,581 + 0,65 = 4,231 \text{ KN/ml}$$

- *Plancher à usage de service :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 3,321 + 1,5 \times 1,625 = 6,920 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,321 + 1,625 = 4,946 \text{ KN/ml}$$

- *Plancher à usage commercial et service dépôt :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,321 + 1,5 \times 2,275 = 7,89 \text{ KN/ml}$$

ELS : $q_s = G + Q = 3,321 + 2,275 = 5,59 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

Pour nos calculs on prend le plancher qui présente le cas le plus défavorable qui est service dépôt (entre –sol).

$q_u = 7,89 \text{ KN/ml}$

$q_s = 5,59 \text{ KN/ml}$

d). choix de la méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode des trois moments (RDM)
- Méthode de Caquot.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire** (Article B.6.2, 210 /BAEL 91 modifié 99) :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation inférieure ou égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ml

- **Plancher entre- sol :**

$$Q = 2,275 \text{ KN/ml} \begin{cases} Q \leq 2G = 2 \times 3,321 = 6,642 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ Q < 5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

2°/ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité → condition vérifiée

3°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable → condition vérifiée

4°/ les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{3,50}{4,35} = 0,8 \ ; \ \frac{4,35}{4,35} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

a). principe de la méthode :

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 mêmes charges que la travée considérée.

b). Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

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

1. 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
2. 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
3. 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
4. 0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastés

Dont :

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison:

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

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.

C). Calcul des coefficients :

Calcul du rapport de charge $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,275}{2,275+3,321} = 0,406$

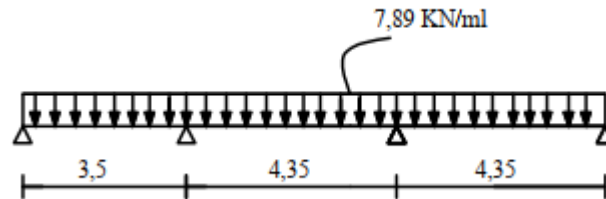
On aura après le calcul $\alpha = 0,406$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1+0,3\alpha = 1,121 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,66 \end{array} \right.$$

d). Application de la méthode :

Cas N°1 :

Calcul du rapport de charge α $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$



FigIII.1.5 :Schéma statique de la travée 1.

1- Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,89 \times 3,50^2}{8} = 12,08 \text{KN.m}$$

$$M_{0B} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,89 \times 4,35^2}{8} = 18,66 \text{KN.m}$$

$$M_{0C} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,89 \times 4,35^2}{8} = 18,66 \text{KN.m}$$

2- Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 12,08 = 3,624 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0A}; M_{0B}) = 0,5 \max (12,08; 18,66) = 0,5 \times 18,66 = 9,33 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0B}; M_{0C}) = 0,5 \max (18,66; 18,66) = 0,5 \times 18,66 = 9,33 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0,3M_{0C} = 0,3 \times 18,66 = 5,59 \text{KN.m}$$

3- Calcul des moments en travées :

Travée de rive AB :

$$-M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_{0A} \rightarrow M_t \geq 0,66 M_{0A}$$

$$M_t \geq 12,08 \times 0,66 = 7,97 \text{KN.m}$$

$$-M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,121 M_{0A} \rightarrow M_t + \frac{3,624 + 9,33}{2} \geq 1,121 \times 12,08$$

$$M_t = 7,073 \text{KN.m}$$

On prend $M_t = 7,97 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$-M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_{0B} \rightarrow M_t \geq 0,56 M_{0B}$$

$$M_t \geq 18,66 \times 0,56 = 10,44 \text{KN.m}$$

$$-M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,121 M_{0B} \rightarrow M_t + \frac{9,33 + 9,33}{2} \geq 1,121 \times 18,66$$

$$M_t = 11,58 \text{KN.m}$$

On prend $M_t = 11,58 \text{KN.m}$

Travée de rive CD :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{0c} \rightarrow M_t \geq 0,66 M_{0c} \rightarrow M_t \geq 0,66 M_{0c}$$

$$M_t \geq 18,66 \times 0,66 = 12,31 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,121 M_{0c} \rightarrow M_t + \frac{9,33 + 5,59}{2} \geq 1,121 \times 18,66$$

$$M_t = 13,45 \text{KN.m}$$

On prend $M_t = 13,45 \text{KN.m}$

4- L'effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : longueur de la travée considérée

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique

M_i et M_{i+1} : sont des moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeur algébrique on aura :

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; \quad T_e = \frac{-qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée AB :

$$T_a = \frac{7,89 \times 3,50}{2} + \frac{-9,33 - (-3,624)}{3,50} = 12,16 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{-7,89 \times 3,50}{2} + \frac{-9,33 - (-3,624)}{3,50} = -15,43 \text{KN}$$

Travée BC

$$T_b = \frac{7,89 \times 4,35}{2} + \frac{-9,33 - (-9,33)}{4,35} = 17,16 \text{ kN}$$

$$T_c = \frac{-7,89 \times 4,35}{2} + \frac{-9,33 - (-9,33)}{4,35} = -17,16 \text{ kN}$$

Travée CD :

$$T_c = \frac{7,89 \times 4,35}{2} + \frac{-5,59 - (-9,33)}{4,35} = 18,01 \text{ kN}$$

$$T_d = \frac{-7,89 \times 4,35}{2} + \frac{-5,59 - (-9,33)}{4,35} = 18,01 \text{ kN}$$

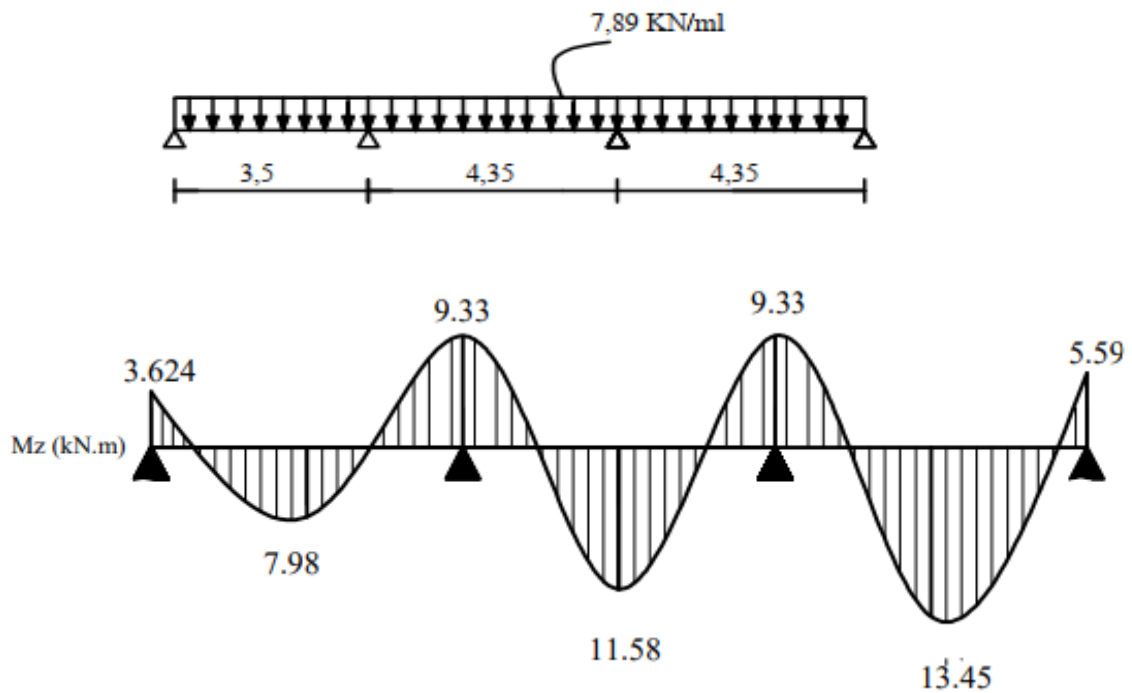


Fig III.1.6 : Diagramme des moments fléchissant.

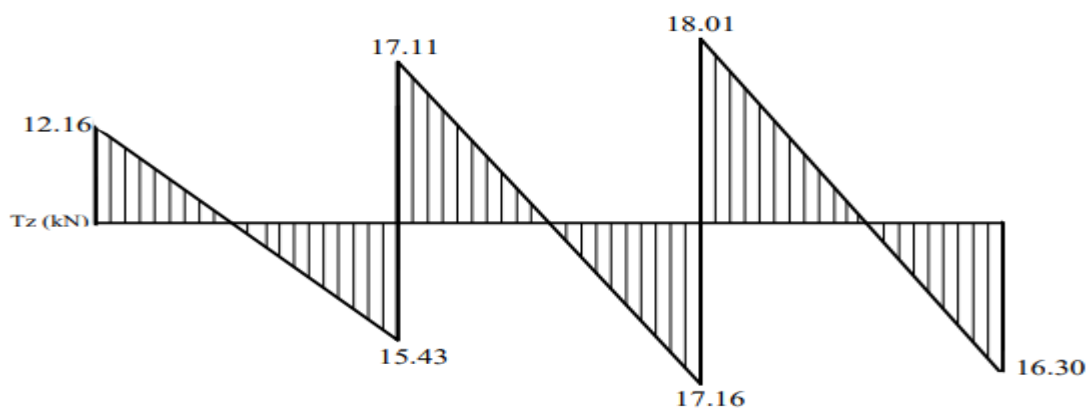


Fig III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants.

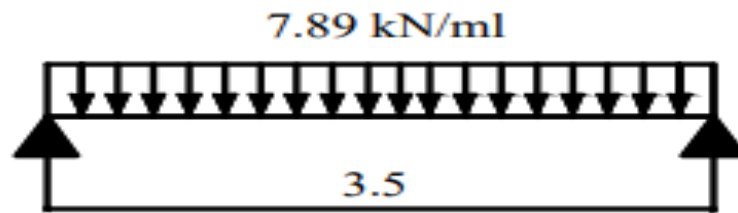
Cas N°2 :

Fig III.1.8 : Schéma statique de la travée.

1-calcul du moment isostatique :

$$\alpha = 0,406$$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7,89 \times 3,50^2}{8} = 12,08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2-calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_0 = 0,3 \times 12,08 = 3,624 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times 12,08 = 6,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3-calcul des moments en travées :

$$-M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0,66 M_0$$

$$M_t \geq 12,08 \times 0,66 = 7,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$-M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,121 M_0 \rightarrow M_t + \frac{3,624 + 6,04}{2} \geq 1,121 \times 12,08$$

$$M_t = 8,70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend $M_t = 8,70 \text{ KN} \cdot \text{m}$

4-L'effort tranchant :

$$T_a = \frac{7,89 \times 3,50}{2} + \frac{-6,04 - (-3,624)}{3,50} = 13,10 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{-7,89 \times 3,50}{2} + \frac{-6,04 - (-3,624)}{3,50} = -14,49 \text{ KN}$$

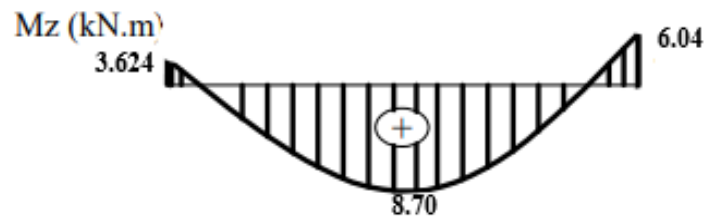


Fig III.1.9 : Diagramme du moment fléchissant.



Fig III.1.10: Diagramme des efforts tranchant.

e). Calcul des armatures à (ELU) :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{KN.m}$$

⇒ $M_0 = 59,07 \text{KN.m}$

✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

Aux appuis :

$M_u = 9,33 \text{KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$b = 65 \text{cm}, c = 2 \text{cm}, h = 20 \text{cm}, d = 18 \text{cm}$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,33 \times 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_{umax}}{\beta \cdot d \cdot f_{e} / \gamma_s} = \frac{9,33 \times 10^3}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,51 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2$ on adopte 2HA12 = 2,26 cm².

En travée :

$M_t = 13,45 < 59,07 \rightarrow$ donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé ;

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t \max}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,45 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot f_{e} / \gamma_s} = \frac{13,45 \times 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,19$ on adopte : 3HA12 = 3,39 cm²

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max} \right)$$

$$\min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$\varphi < 5,71 \text{ mm}$ on prend $\varphi = 8 \text{ mm}$

On adopte : armature transversal **2HA8** $\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min (16,2; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

III.1.5. Vérifications à L'ELU :

a). **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1, 322)

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18,01 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,833 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ **Condition vérifiée**

b). **condition de non fragilité :** (BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{min} = \frac{0,23.b_0.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23.12.18.2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- ✓ Aux appuis : $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**
- ✓ En travées : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s.ft_{28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n.\pi.\phi = 2.3.14.10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0,9.d.\Sigma u_i} = \frac{18,01 \times 10^3}{0,9.180.62,8} = 1,77 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,77 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifié**

d). **influence de l'effort tranchant sur le béton :** (BAEL 91. Art A.5-1-313)

✓ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2.T_{u \max}}{a.b} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_{u \max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} = 162 \text{ mm}$

$$T_{u \max} \leq 0,267 \times 162 \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129,7 \text{ KN}$$

$T_{u \max} = 18,01 \text{ KN} < 129,7 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d})$$

Appuis de rive :

$$A_a = 1,51 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (18,01 - \frac{5,59}{0,9 \times 0,18})$$

$A_a = 1,51 > -0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifié

Appuis intermédiaires :

$$A_a = 1,51 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (18,01 - \frac{9,33}{0,9 \times 0,18})$$

$A_a = 1,51 \geq -1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifié

e). calcul des scellements droit : (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$D'où : l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

Soit un crochet de $0,4 l_s = 14,10 \text{ cm}$.

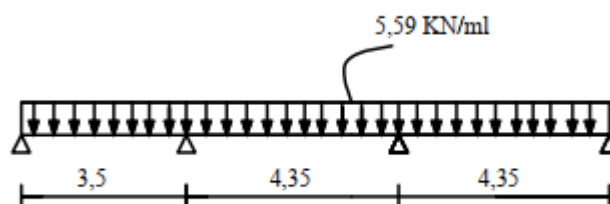
f). ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa}$$

III.1.6. calcul des poutrelles à L'ELS :

Cas N°1 :



FigIII.1.11:Schéma statique.

1. Calcul du moment isostatique :

$$q_s = 5,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0A} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,50^2}{8} = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{5,59 \times 4,35^2}{8} = 13,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{5,59 \times 4,35^2}{8} = 13,22 \text{ KN.m}$$

2. Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 \cdot M_{0A} = 0,3 \times 8,55 = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0A} ; M_{0B}) = 0,5 \max(8,55 ; 13,22) = 0,5 \times 13,22 = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(M_{0B} ; M_{0C}) = 0,5 \max(13,22 ; 13,22) = 0,5 \times 13,22 = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3 \cdot M_{0C} = 0,3 \times 13,22 = 3,96 \text{ KN.m}$$

3. Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q_S}{Q_S + G} = \frac{5,59}{5,59 + 3,321} = 0,627$$

Travée de rive AB :

$$-M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{0A} \rightarrow M_t \geq 0,69 M_{0A}$$

$$M_t \geq 0,69 \times 8,55 \rightarrow M_t \geq 5,89 \text{ KN.m}$$

$$-M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,188 M_{0A} \rightarrow M_t + \frac{2,56 + 6,61}{2} \geq 1,18 M_{0A}$$

$$M_t = 5,57 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t = 5,57 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$-M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{0B} \rightarrow M_t \geq 0,81 M_{0B}$$

$$M_t \geq 10,70 \text{ KN.m}$$

$$-M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,188 M_{0B}$$

$$M_t + \frac{6,61 + 6,61}{2} \geq 1,188 \times 13,22$$

$$M_t = 9,1 \text{ KN.m}$$

On prend $M_t = 10,70 \text{KN.m}$

Travée de rive CD :

$$-M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{0C} \rightarrow M_t \geq 0,69 M_{0C}$$

$$M_t \geq 0,69 \times 13,22 \rightarrow M_t = 9,12 \text{KN.m}$$

$$-M_t + \frac{MC+MD}{2} \geq 1,188 M_{0C} \rightarrow M_t + \frac{6,61+3,96}{2} \geq 1,188 M_{0C}$$

$$M_t = 10,42 \text{KN.m}$$

On prend $M_t = 10,42 \text{KN.m}$

4. L'effort tranchant :

Travée AB :

$$T_a = \frac{5,59 \times 3,50}{2} + \frac{-6,61 - (-2,56)}{3,50} = 8,62 \text{KN}$$

$$T_b = \frac{-5,59 \times 3,50}{2} + \frac{-6,61 - (-2,56)}{3,50} = -10,93 \text{KN}$$

Travée BC :

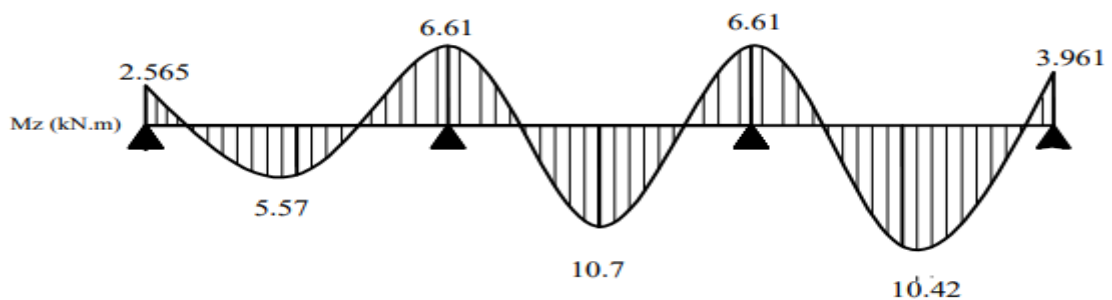
$$T_b = \frac{5,59 \times 4,35}{2} + \frac{-6,61 - (-6,61)}{4,35} = 12,15 \text{KN}$$

$$T_c = \frac{-5,59 \times 4,35}{2} + \frac{-6,61 - (-6,61)}{4,35} = -12,15 \text{KN}$$

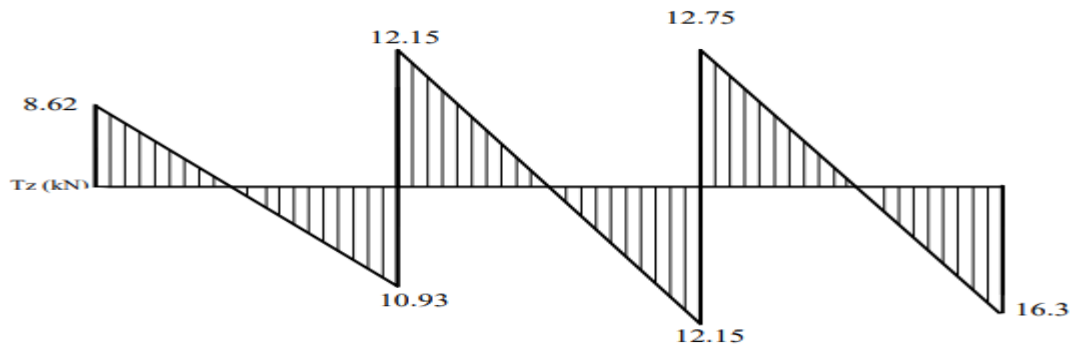
Travée CD :

$$T_c = \frac{5,59 \times 4,35}{2} + \frac{-3,96 - (-6,61)}{4,35} = 12,75 \text{KN}$$

$$T_d = \frac{-5,59 \times 4,35}{2} + \frac{-3,96 - (-6,61)}{4,35} = -11,54 \text{KN}$$

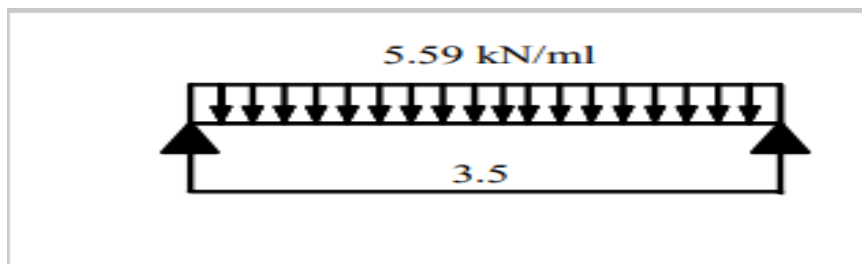


FigIII.1.12 : Diagramme des moments fléchissant.



FigIII.1.13 : Diagramme des efforts tranchants

Cas N°2 :



FigIII.1.14 : Schéma statique.

1. Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,50^2}{8} = 8,55 \text{ KN.m}$$

2. moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_0 = 0,3 \times 8,55 = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0 = 0,5 \times 8,55 = 4,27 \text{ KN.m}$$

3- moments en travées :

Travée AB :

$$-M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0,69 M_0$$

$$M_t \geq 0,69 \times 8,55 = 5,89 \text{ KN.m}$$

$$-M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,188 M_0 \rightarrow M_t + \frac{2,56 + 4,27}{2} \geq 1,188 \times 8,55$$

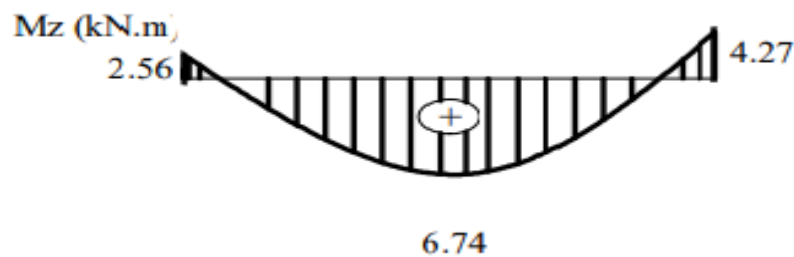
$$M_t = 6,74 \text{ kN.m}$$

On prend $M_t = 6,74 \text{ kN.m}$

4- L'effort tranchant :

$$T_a = \frac{5,59 \times 3,50}{2} + \frac{-4,27 - (-2,56)}{3,50} = 9,29 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-5,59 \times 3,50}{2} + \frac{-4,27 - (-2,56)}{3,50} = -10,26 \text{ kN.}$$



FigIII.1.15 : Diagramme du moment fléchissant.



FigIII.1.16 : Diagramme des efforts tranchant

III.1.7. Vérification à L'ELS :

✓ *Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures* :(Art. A.4.5,3/BAEL91)

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ *Vérification à l'état limite de compression du béton* :(Art. A.4.5,2/BAEL91)

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} \tau_{\leq bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

▪ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6,61 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$$

$$\rho = 1,046 \rightarrow \beta = 0,858 \rightarrow K_1 = 20,21$$

$$\sigma_S = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{6,61 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 189,37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{189,37}{20,21} = 9,37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

▪ **en travée :**

$$M_t^{\max} = 10,70 \text{ kN.m}$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\rho = 1,56 \rightarrow \beta = 0,837 \rightarrow K = 15,67$$

$$\sigma_S = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{10,70 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 209,50 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{209,50}{15,67} = 13,36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

III.1.8. vérification de la flèche :

Selon les règles de BAEL 91 (Art **B.6.8, 424**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

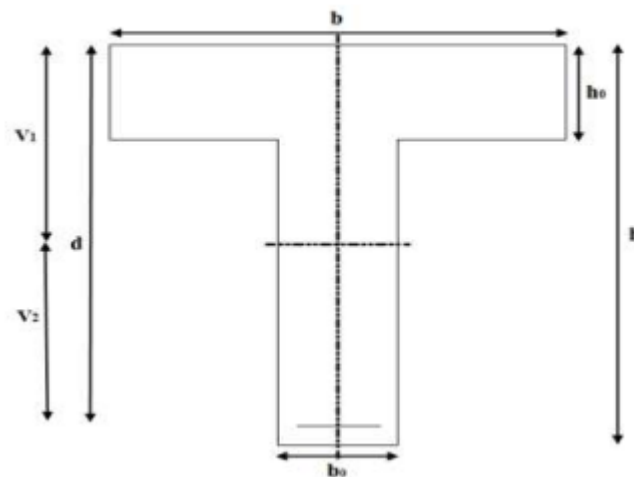
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0,045 > \frac{1}{22,5} = 0,040 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0,045 > \frac{Mt}{15M_0} = \frac{10,70}{15 \times 13,22} = 0,053 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,26}{18 \times 12} = 0,0104 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est obligatoire.

III.1.9. calcul de la flèche :



FigIII.1.17 : Schéma statique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{qs.l^2}{E_0.I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

➤ **calcul des paramètres :**

❖ **la position de l'axe neutre :**

$$S_{xx} = b_0 \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18)$$

$$S_{xx} = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39)$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = V_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}$$

❖ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right] + 15 \times A_{st} (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12(7,17^3 + 12,83^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,43 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 20392,10 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients:**

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,0157} = 1,049$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\} \mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 348 + 2,1} \right\} = 0,846$$

$$= I_{fv} = \frac{1,1 \times 20392,10}{1 + (0,4 \times 0,846 \times 1,049)} = 16554,69 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5,59 \times \times 4,35^2}{10818,865 \times 10^3 \times 16554,69 \times 10^{-8}} = 0,05 \text{ m}$$

$$f = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0,87$$

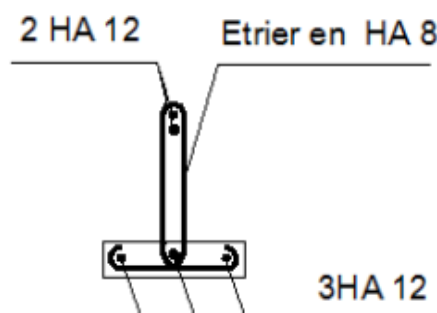
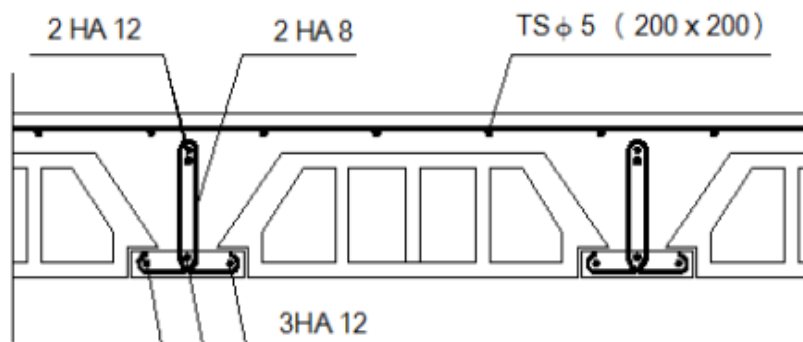
Donc $f < \bar{f} = 0,87 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

La flèche est inférieure à la flèche admissible.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Appuis : 2 HA12 = 2,26 cm².
- Travée : 3 HA 12 = 3,39 cm².
- Armatures transversales : 2HA8 = 1.00cm² avec un espacement de 15 cm



FigIII.1.18 : ferrailage des planchers en corps creux.

III.2. Calcul de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ; L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale) $Q=1$ [KN/ml] non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

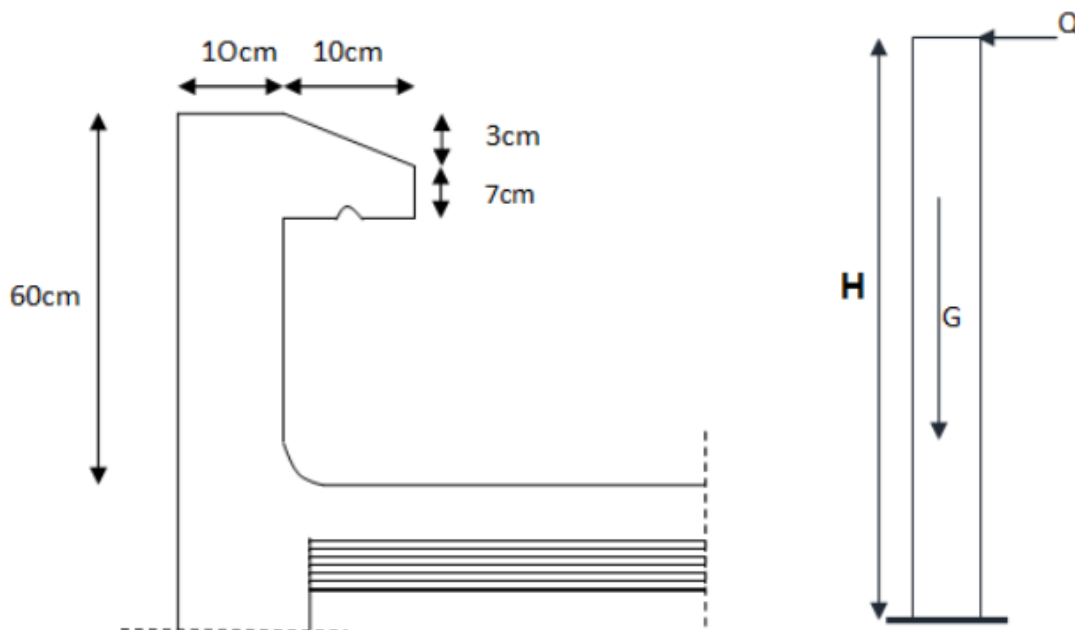


Fig III.2 .1 : Coupe transversale de l'acrotère

II.2.2. Les sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot l$

Avec : ρ : la masse volumique du béton.

S : la section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times \left[(0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] = 1,712 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 1,712 \text{ KN /ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal du poids propre : $N= G \times 1= 1,712 \times 1= 1,712 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T= Q \times 1=1 \text{ KN/ml}$.
- Moment fléchissant dus à la surcharge : $M= T \times H =Q \times 1 \text{ ml} \times H= 0,60 \text{ KN.m}$

➤ Diagramme des efforts internes (M, N,T) :

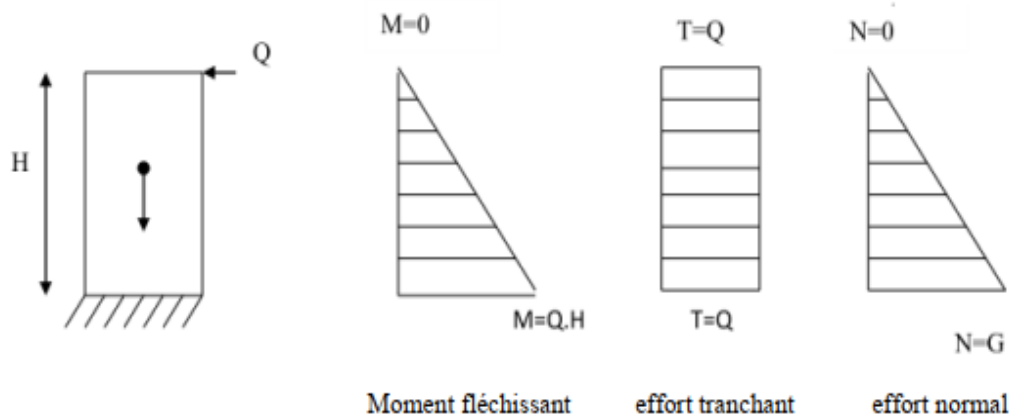


Fig III.2.2 : Diagramme des efforts internes.

III.2.3. Les combinaisons de charges :

- **A L'ELU : $1,35G+ 1,5 Q$ (BAEL)**

-Effort normal N : $N_u= 1,35 N= 1,35 \times 1,712=2,311 \text{ KN}$.

-Moment fléchissant : $M_u=1,5 M= 1,5 \times 0,6=0,9 \text{ KN.m}$

-Effort tranchant : $T_u= 1,5 T= 1,5 \times 1=1,5 \text{ KN}$

- **A L'ELS : $G+Q$ (BAEL)**

-Effort normal : $N_s=N= 1,712$

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

-Effort tranchant T : $T_s=T= 1 \text{ KN}$

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis nous allons faire les vérifications à L'ELS.

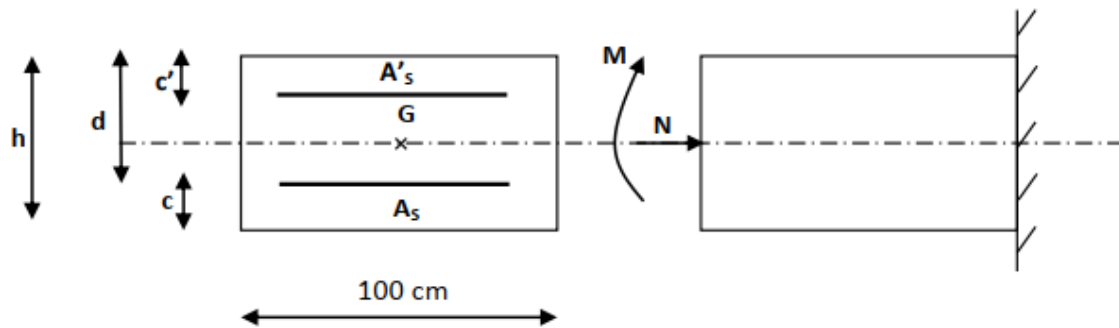


Fig III2.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée.

III.2.4.1. Calcul à L'ELU :

a).calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389 \text{ m}$
- $\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$

Avec : Mu : moment dus à la compression.

Nu : Effort de compression.

eu : excentricité.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $eu = 0,308 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimité par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

b).calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[eu + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2,311 \times [0,308 + (0,03)] = 0,781 \text{ KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,781 \times 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,008$$

Avec : $d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_{st}} = \frac{0,781 \times 10^3}{0,996 \times 8 \times 348} = 0,281 \text{ cm}^2.$$

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

c)- **Calcul en flexion composé :**

La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,281 - \frac{2,311}{348 \times 10^{-1}} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 0$$

III.2.4.2. Vérification à L'ELU :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

• **Armatures principales :**

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \times \left[\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm.}$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{35,0,445 \times 8}{35,0,185 \times 8} \right] = 0,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section n'est pas vérifiée

Donc on adopte la section $A = A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{adopté} = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

\rightarrow soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

b). Vérification de la contrainte de cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,018 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c). Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1. 3]

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

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

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i : n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 0,8 = \mathbf{12,56 \text{ cm}}$$

Avec :

n : nombre des barres

$$D'o\grave{u} : \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 12,56} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition est v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

Donc il n'y pas risque d'entrainement des barres.

d). Espacement des barres : (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifi\u00e9 99)

Les armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min 3h ; 33 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Les armatures de r\u00e9partition : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min 4h ; 45 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$

e). Ancrage des barres verticales : Art A.6.1, 23 / BAEL91)

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,18 \text{ mm} = 28,218 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 30 \text{ cm}$.

III.2.4.3. V\u00e9rification \u00e0 L'ELS :

Il faut v\u00e9rifier les conditions suivantes :

a). Dans les aciers :

La fissuration est consid\u00e9r\u00e9e comme pr\u00e9judiciable du fait que l'acrot\u00e8re est expos\u00e9 aux intemp\u00e9ries, donc :

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

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

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

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

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

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313$$

$$\rho_1 = 0,313 \text{ du tableau : } \beta_1 = 0,912 \rightarrow k_1 = 42,47 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,023$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b). Dans le béton :

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

On sait que $k_1 = 42,47$ (du tableau)

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{42,47} \times 32,76 = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c). Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ avec :}$$

A : coefficient d'accélération ;

A = 0.25 : Modificatifs et compléments aux RPA99 [groupe d'usage 2, zone IIa]

C_p : Facteur de force horizontale ; C_p varie entre 0,3 et 0,8 (RPA)

On prend c_p = 0,8

W_p: Poids propre d'acrotère : W_p= 1,712 KN.

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,821 \text{ KN} < Q = 1 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

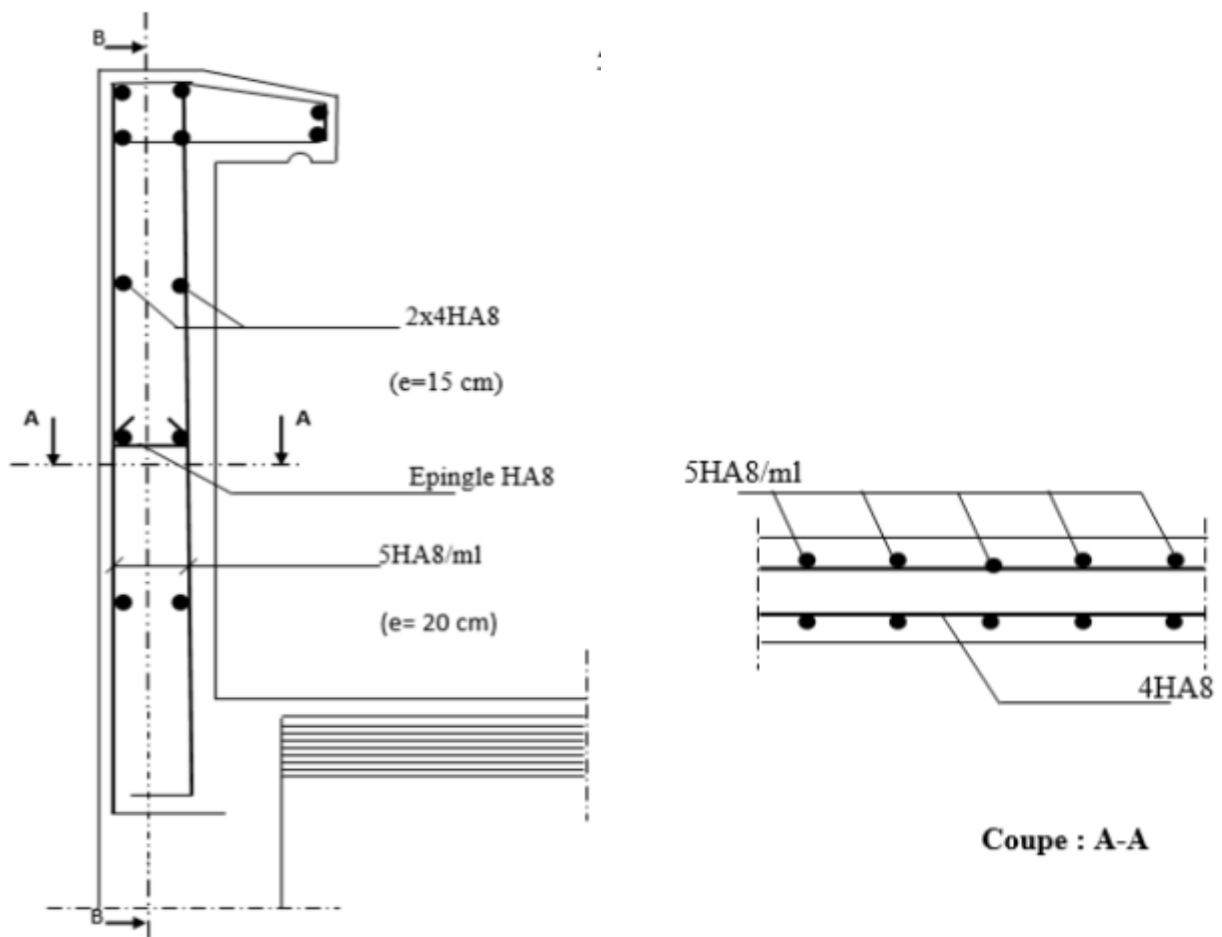
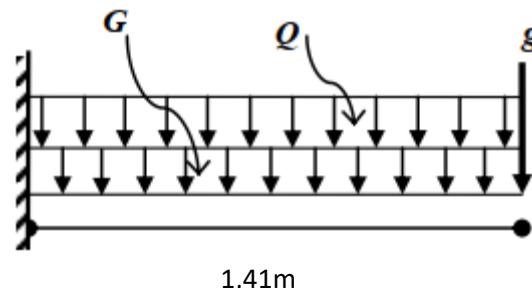
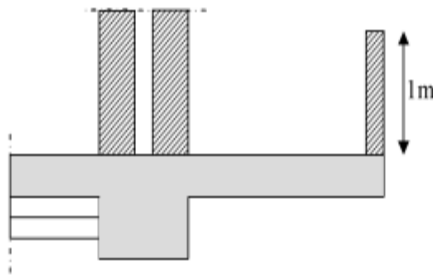


Fig III.2.4: ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul des balcons :

III.3.1. Introduction :

Le balcon est en dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console qui est ferraillee en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre g (poids propre de garde de corps), et une charge d'exploitation Q .



FigIII.3.1 : Coupe verticale du balcon FigIII.3.2 : schéma statique du balcon

Le balcon est soumis aux charges suivantes :

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.3.2. Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{141}{10} = 14,1 \text{ cm} \quad \text{Avec } L : \text{ la largeur du balcon}$$

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

III.3.3. Détermination des charges et les surcharges :

a). Charges permanente (poids propre du balcon) : $G = 5,39 \text{ KN/m}^2$

b). Charge concentré (poids propre du garde de corps) :

$g = \text{Poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment}, (e_p = 2\text{cm}),$

$$g = 0,9 + 2 \times 0,44 = 1,78 \text{ KN/m}^2 \quad g = 1,78 \text{ KN/m}^2$$

c). surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q= 3,5\text{KN/m}^2$

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

III.3.4. combinaisons de charges :**➤ AL'ELU :**

La dalle : $qu_1 = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = 12,52\text{KN/ml}$.

Le garde-corps : $qu_2 = (1,35 \times g) \times 1\text{ m} = 1,35 \times 1,78 = 2,4\text{ KN/ml}$

La main courante : $qu_3 = q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5\text{ KN/ml}$

➤ AL'ELS :

La dalle : $qs_1 = (G + Q) \times 1\text{ m} = 5,35 + 3,5 = 8,89\text{KN/ml}$

Le garde-corps : $qs_2 = g \times 1\text{m} = 1,78\text{ KN/ml}$

La main courante : $qs_3 = q \times 1\text{m} = 1\text{ KN/ml}$

III.3.5. calcul du balcon :**III.3.5.1. calcul des moments fléchissant :****➤ AL'ELU :**

-Moment dû à la charge : $M_1 = qu_1 \frac{l^2}{2}$

-Moment dû au garde de corps : $M_2 = qu_2 \times L$

-Moment dû à la main courante : $M_3 = qu_3 \times H$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_u = qu_1 \frac{l^2}{2} + qu_2 \times L + qu_3 \times H$$

$$M_u = \frac{12,52 \times 1,41^2}{2} + 2,4 \times 1,41 + 1,5 \times 1 = 17,32\text{ KN.m}$$

$$M_u = 17,32\text{ KN.m}$$

➤ **A L'ELS :**

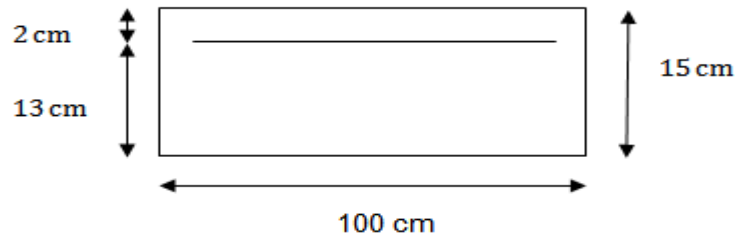
$$M_s = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times L + q_{s3} \times H$$

$$M_s = \frac{8,89 \times 1,41^2}{2} + 1,78 \times 1,41 + 1 \times 1$$

$$M_s = \mathbf{12,34 \text{ KN.m}}$$

III.3.5.2. ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



FigIII.3 : Section transversale de la dalle

• **Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,32 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,32 \times 10^3}{0,963 \cdot 13 \cdot 348} = 3,97 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Nous adoptons :

5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement **S_t = 20[cm]**.

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

4HA10 = 3,14[cm²] avec **S_t = 25[cm]**.

III.3.5.3. Vérifications à L'ELU :

a). Vérification de la condition de non fragilité :(Art 4.2,1/BAEL 91)

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23.100.13.2,1}{400} = 1,56cm^2$$

$A_{min} = 1,56cm^2 < A \text{ adopté} = 3,92 cm^2. \rightarrow$ Condition **vérifiée**.

b). Vérification au cisaillement :(Art.5.1.2 / BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 . f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = (2,5MPa ; 4MPa) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}; \quad \gamma_b = 1,5$$

$$V_u = qu_1 \times L + qu_2 = 12 ,52 \times 1,41 + 2,4 = 20,05 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{20,05 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,154$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ **condition vérifiée**

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C). Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

Avec :

$$\psi=1,5 \text{ (acier en HA)}$$

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4mm$$

$$\tau_{se} = \frac{20,05 \times 10^3}{0,9 . 130 . 188,4} = 0,90 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**(Pas de risque d'entraînement des barres)

d). Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi : **(BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)**

$$l_s = \frac{\phi . f_e}{4 . \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa$

D'où :

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4,2,835} = 35,27\text{cm} \text{ on prend } l_s = 40\text{cm} > e = 25\text{cm}.$$

On prévoit des crochets tel que :

$$L_r = 0,4 L_s = 16\text{cm}.$$

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

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

-Armatures répartitions : $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.5.4. Vérification à l'ELS :

a). **Etat limite de compression du béton :**

- **Acier :**

Il faut vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 13} = 0,434$$

Tableau $\beta_1 = 0,899 \rightarrow K = 34,50$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,34 \times 10^6}{0,899 \cdot 130 \cdot 5,65 \times 10^2} = 186,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 186,88 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{186,88}{34,50} = 5,41 \text{ MPa}$$

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

D'où : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

b) . Vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) . Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2) :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

- $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_s}{M_u} \rightarrow \frac{0,15}{1,41} = 0,106 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,34}{17,32} = 0,071 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100,13} = 0,004 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les conditions sont vérifiées donc on peut se dispenser du calcul de la flèche

III.4. Calcul Salle machine :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, on général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Note immeuble est constitué s'un seul cage d'ascenseur de caractéristique identique, dont la surface de la cabine est de $(1,8 \times 1,6) \text{ m}^2$, la vitesse d'entraînement est de $V=(1\text{m/s})$, pouvant charger de 8 Personnes de 630 Kg, la charge totale que transmet le système de levage avec cabine chargé de 9 tonnes.

III.4.2. Calcul de la dalle pleine du local :

$$L_x = 1,6 \text{ m} \quad L_y = 1,8 \text{ m}$$

$$S = 2,88 \text{ m}^2$$

a). Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{Lx}{30}$

$$h_t \geq \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur: $h_t=15\text{cm}$.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + h_t \end{cases}$$

Avec:

$$\begin{cases} \xi = 1 \text{ car le revêtement est en béton.} \\ e_0 = 5\text{cm étant l'épaisseur du revêtement.} \\ h_t = 15\text{cm épaisseur de la dalle.} \\ U_0 = V_0 = 100\text{cm ; Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P.} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} U=100+2\times 5+15 = 125\text{cm} \\ V=100+2\times 5+15 = 125\text{ cm} \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive. Les côtés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,9$$

✓ $0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1 \longrightarrow$ le panneau travail sur les deux sens.

b). Calcul les moments au centre du panneau :

Calcul à L'ELU :

Les moments au milieu du panneau pour une bonde de 1m de largeur dans le sens de petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu (M_1 + vM_2) \\ M_{y2} = Pu (vM_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_x, M_y : moment au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{u}{l_x}, \frac{v}{l_y}$ dans les tables de **PIGEAUD**.

v : coefficient de poisson ; $v = 0$ a L'ELU.

➤ **Détermination de M_1 et M_2 :**

➤

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,25}{1,6} = 0,8 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,25}{1,8} = 0,7$$

(Tableaux de PIGEAUD)

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0,065 \\ M_2 = 0,052 \end{cases}$$

$$P = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_{x1} = Pu (M1 + \nu M2) = 121,5(0,065) = 7,89 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = Pu (\nu M1 + M2) = 121,5(0,052) = 6,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c). Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x1} \end{cases}$$

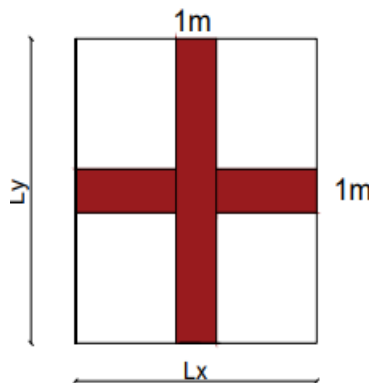


Fig.III.4.1 : La section à étudier pour le ferrailage

On a : $0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1 \longrightarrow$ le panneau travail sur les deux sens.

$$\mu_x = 0,0456 \quad \mu_y = 0,7834$$

- Poids propre de la dalle $G = 0,15 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 3,75 \text{ KN/ml}$.
- La charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0,0456 \times 6,56 \times 1,6^2 = 0,77 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,7834 \times 0,77 = 0,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,89 + 0,77 = 8,66 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,32 + 0,62 = 6,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

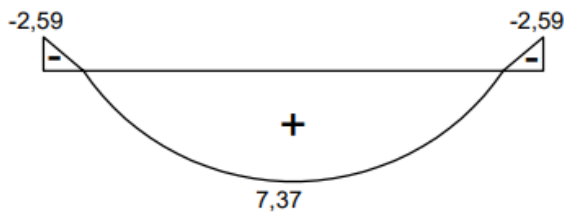
Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des poutres, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

Sens L_x :

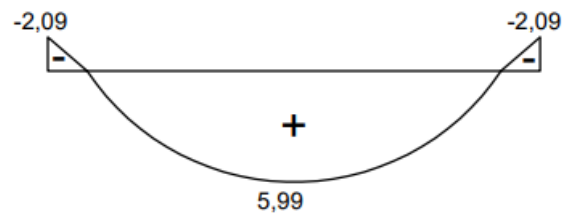
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travées : } M_{x t} = 0.85 \times 8,66 = 7,37 \text{ kN.m} \\ \text{Aux appuis : } M_{x a} = -0.3 \times 8,66 = -2,59 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Sens L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travées : } M_{y t} = 0.85 \times 6,94 = 5,99 \text{ kN.m} \\ \text{Aux appuis : } M_{y a} = -0.3 \times 6,94 = -2,09 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



Sens L_x



sens L_y

Fig III.4.2 : Les moments dans les deux sens à l'ELU

III.4.3. Ferrailage a l'ELU :

Il s'effectue en flexion simple à l'ELU pour une bande de 1m de largeur. tel que ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h_0 = 15\text{cm} \\ d = h_0 - c = 15 - 2 = 13\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ Sens x-x

• Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011$$

$\mu_b = 0,011 < 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement appuis

$$\mu_b = 0,011 \quad ; \quad \beta = 0,9945$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,59 \times 10^3}{0,9945 \times 13 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement St = 20cm.

• En travée:

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03$$

$\mu_b = 0,03 < 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement appuis

$$\mu_b = 0,03 \quad ; \quad \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,37 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec St = 20cm.

➤ Sens y-y

• Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,09 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008$$

$\mu_b = 0,008 < 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement appuis

$$\mu_b = 0,008 \quad ; \quad \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,09 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec **St = 20cm** .

- **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,024$$

$\mu_b = 0,024 < 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement appuis

$$\mu_b = 0,024 \quad ; \quad \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,99 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec **St = 20cm**.

III.4.4. Vérification à l'ELU :

a). **Condition de non-fragilité : (BAEL91 modifié 99, article B.7.4).**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[\frac{3 - \rho}{2} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures ;

S : section totale du béton ;

W_x et **W_y** : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

ρ₀ : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe F_c E400.

➤ **Armature suivant x-x**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[\frac{3 - \rho}{2} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \left[\frac{3 - 0.9}{2} \right] \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 1.26 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.26 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b). Espacements des armatures : (BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42)).

L'écartement des armatures d'une même nappe semis a une charge concentrée doit égale à la :

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \min \{2.h; 25 \text{ cm}\}$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Direction perpendiculaire : $St \leq \min \{3.h; 33 \text{ cm}\}$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armature supérieure : $St \leq \min \{2.h; 25 \text{ cm}\}$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armature inférieure : $St \leq \min \{3.h; 33 \text{ cm}\}$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c). Vérification de non-poinçonnement : (BAEL91modifié 99, article A.5.2.42).

La condition de non-poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

- q_u**: Charge de calcul à L'ELU ;
- μ_c**: Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;
- h** : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 (U+V) = 2 \times (1,25 + 1,25) = 5m.$$

$$q_u = \frac{0,045 \times 5 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 562.5 \text{ KN}$$

$$q_u = (1.35 \times 90) = 121.5 \text{ KN} \leq 562.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d). Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a U=V

Au milieu de U :

$$T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,25) + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,25)} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{32,4}{1 \times 0,13} = 249,23 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5. Calcul à l'état limite de service (ELS) : v=0,2

- **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2). \\ M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1). \end{cases}$$

$$P_s = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_1 = 0.065; M_2 = 0.052$$

$$M_{x1} = 90(0,065 + 0,2 \times 0,052) = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0,065 + 0,2 \times 0,052) = 5,85 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0456 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0,56 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,7834 \times 0,56 = 0,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,56 + 6,79 = 7,35 \text{ KN.m.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,44 + 5,85 = 6,29 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des poutres, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

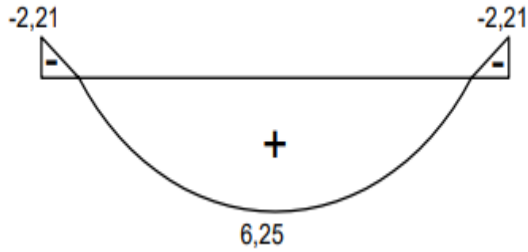
Sens l_x :

$$\begin{cases} \text{En travées : } M_{x t} = 0.85 \times 7,35 = 6,25 \text{ kN.m} \\ \text{Aux appuis : } M_{x a} = -0.3 \times 7,35 = -2,21 \text{ kN.m} \end{cases}$$

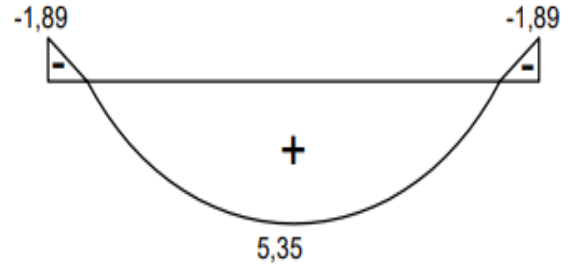
Sens ly :

En travées : $M_y t = 0.85 \times 6,29 = 5,35 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_y a = -0.3 \times 6,29 = -1,89 \text{ kN.m}$



Sens lx



sens ly

FigIII.4.3 : Les moments dans les deux sens à l'ELS

III.4.6. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

➤ Sens x-x :

- En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242. \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.242 : \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{6,25 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 166,24 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{166,24}{48.29} = 3,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → **La condition est vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,241$: $\beta_1 = 0,921$; $K_1 = 48,29$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{2,21 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \cdot 10^2} = 58,78 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{58,78}{48,29} = 1,21 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → **La condition est vérifiée.**

➤ **Sens y-y :**

- **En travée**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,241$: $\beta_1 = 0,921$; $K_1 = 48,29$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{5,35 \cdot 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \cdot 10^2} = 142,31 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{142,31}{48,29} = 2,94 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → **La condition est vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,241$: $\beta_1 = 0,921$; $K_1 = 48,29$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{1,89 \times 10^6}{0,921 \cdot 130 \times 3,14 \cdot 10^2} = 50,27 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{50,27}{48,29} = 1,04 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → **La condition est vérifiée.**

• **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.7. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x .
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).
- d : hauteur utile de la bande.
- b : la largeur de bande égale a (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{160} = 0.09375 > \frac{6,25}{20 \times 7,35} = 0.042 \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

✓ **Conclusion :**

✓ **Sens x-x :**

- **En travée : 4HA10 (St= 20 cm).**
- **Aux appuis : 4HA10 (St= 20 cm).**

✓ **Sens y-y :**

- **En travée : 4HA10 (St= 20 cm).**
- **Aux appuis : 4HA10 (St= 20 cm).**

III-5 Calcul des Escaliers :

❖ Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de se déplacer à pied d'un niveau à une autre dans une construction, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

➤ Notion utilisée :

g: giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de paillasse.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

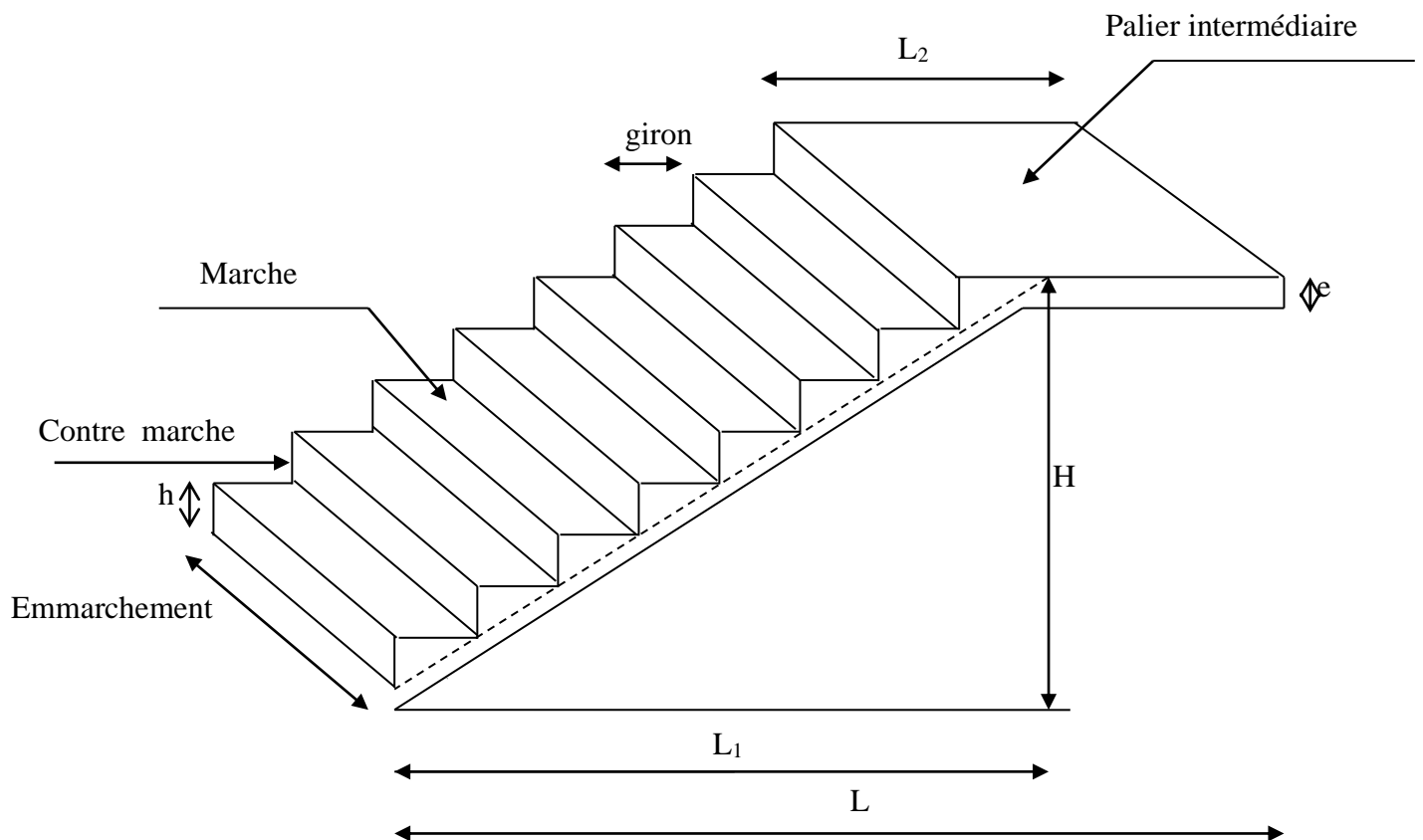


Fig III-1. Coupe verticale de l'escalier

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis. Le contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron(g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- L'embranchement(E) : représente la largeur de la marche

❖ *Cage d'escalier :*

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escaliers qui comporte :

- ✓ Deux volées pour tous les étages.

III -5-1. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement des marches et des contres marches se fera par la formule de "BLONDEL" suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de contre marche } 14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]} \\ g : \text{ le giron } 28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

On adopte :

$$h = 17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = 30 \text{ cm}$$

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche.}$$

- **Nombre de marche :**

$$M = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- ✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ [cm]}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confortable.}$$

- **Emmarchement :**

E = 1,4 m

- Épaisseur de la paillasse et du palier :

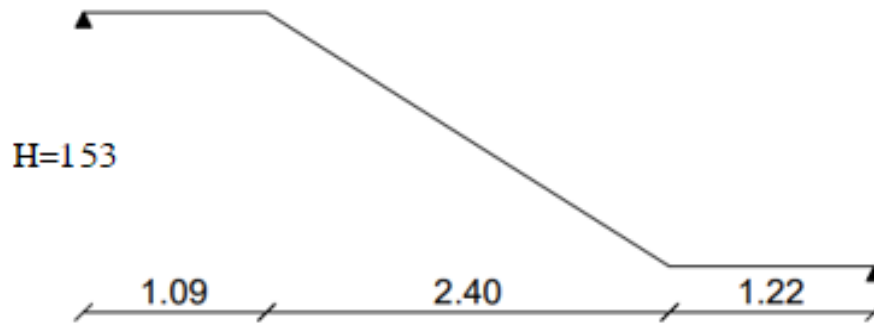


Fig III-2. Schéma statique.

Épaisseur de la paillasse et de palier (ep) est donnée par la relation suivante:

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

Avec :

L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_2 + L_1$)

Calcul de L' :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,51} = 2,846 \text{ m}$$

$$L = 284,6 + 109 + 122 = 515,6 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{515,6}{30} \leq ep \leq \frac{515,6}{20} = 17,18 \leq ep \leq 25,78$$

Soit : $ep = 20 \text{ cm}$

⇒ On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III -5-2. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Les charges permanentes :**

• Le palier :

Éléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	25×0,20 = 5
Poids des revêtements : (enduit + mortier + carrelage + sable) (0,44+0,4+0,4+0,36)	1,6
Charge permanente totale	6,6

Tableau III-5.1. Charge totale du palier

• La volée :

Éléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,929$
Poids des marches	$\frac{25 \times h}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,6
Garde de corps	0,2
Charge permanente totale	9,854

Tableau III-5.2. Charge totale de paillasse.

- **Les surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la **DTR B.C.2.2** pour un usage habitation et commercial est :

- Palier : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Volée : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$

III -5-3. Calcul des efforts interne à l'ELU :

1. Combinaison de charge :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

- Palier : $q_{\text{palier}} = (1,35 \times 6,6 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{12,66 \text{ KN/ml}}$
- Volée : $q_{\text{paillasse}} = (1,35 \times 9,854 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{17,053 \text{ KN/ml}}$

2. Calcul des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

- **Calcul des efforts interne :**

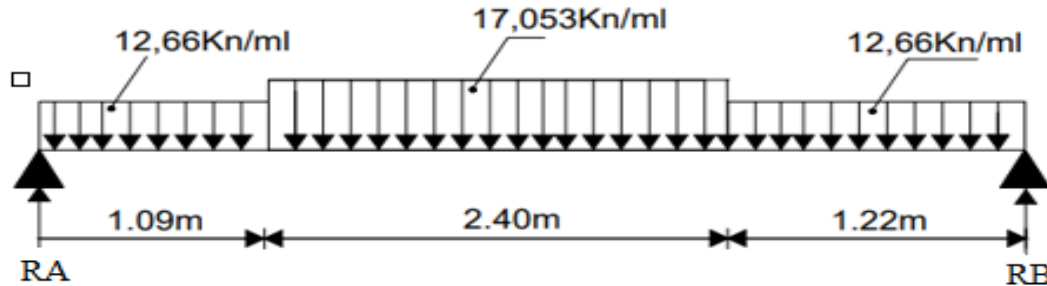


Fig III-5.3. Schéma statique de l'escalier a deux volées (ELU) d'étage courant.

1. Les réactions aux appuis :

- $\sum M=0 \Rightarrow -[17,053 \times 2,4 \times (\frac{2,4}{2} + 1,09) + 12,66 \times (1,09^2/2) + 12,66 \times 1,22 \times (1,22/2 + 3,49)] + R_b \times 4,71 = 0$

$R_B = 34,94 \text{ KN.}$

- $\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (17,053 \times 2,4) + (12,66 \times 1,22) + (12,66 \times 1,09) = 0$

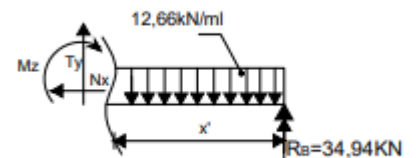
$R_A + R_B = 67,642 \text{ KN}$

$R_A = 35,24 \text{ KN}$

2. Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

✓ 1^{er} Tronçon $0 \leq x < 1,09 \text{ m} :$

$T_y = -12.66x + 35,24.$ Pour $\begin{cases} x=0; T_y= 35,24 \text{ KN.} \\ x= 1,09; T_y= 21,44 \text{ KN.} \end{cases}$

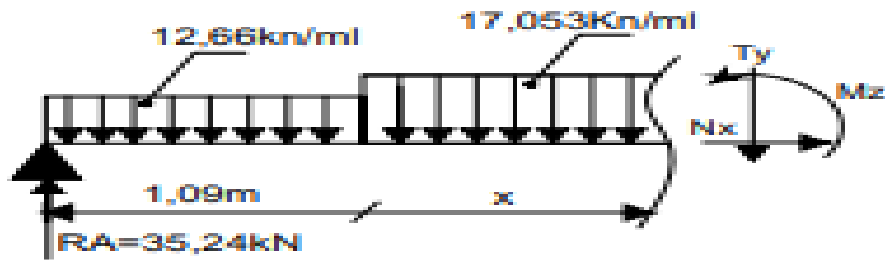


$M_z = -12.66 \times \frac{x^2}{2} + 35,24x.$ Pour $\begin{cases} x=0; M_z= 0 \text{ KN.m.} \\ x= 1,09; M_z= 27,72 \text{ KN.m.} \end{cases}$

✓ 2^{eme}Tronçon $1,09 \leq x < 3,49$ m (mi-travée) :

$$T_y = -17,053(x-1,09) - 12,66x \cdot 1,09 + 35,24. \text{ Pour } \begin{cases} x = 1,09; T_y = 21,44 \text{ KN.} \\ x = 3,49; T_y = -19,48 \text{ KN.} \end{cases}$$

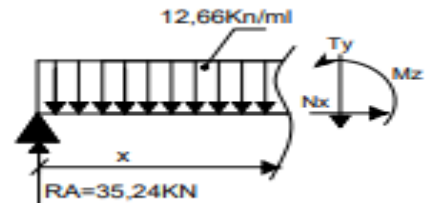
$$M_z = -17,053x \frac{(x-1,09)^2}{2} - 12,66(1,09) \left(x - \frac{1,09}{2}\right) + 35,24x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 1,09; M_z = 30,89 \text{ KNm} \\ x = 3,49; M_z = 33,21 \text{ KNm.} \end{cases}$$



✓ 3^{eme}Tronçon $0 \leq x < 1,22$ m :

$$T_y = 12,66x - 34,94. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0; T_y = -34,94 \text{ KN.} \\ x = 1,22; T_y = -19,5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,66 \times \frac{x^2}{2} + 34,94x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,22; M_z = 33,21 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



➤ **Moment fléchissant Max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17,053x + 40,03 = 0$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur .

$x = 2,35m$

Donc :

$$M_z^{max} = -8,53(2,35)^2 + 40,03(2,35) - 2,62.$$

$M_z^{max} = 44,34 \text{ KN.m}$

- Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments maximums aux appuis et en travées.

- ✓ Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M_z^{max} = -13,31kN.m$
- ✓ En travées : $M_u^t = 0.85 M_z^{max} = 37,68KN.m$

3. Diagramme des efforts internes à l'ELU :

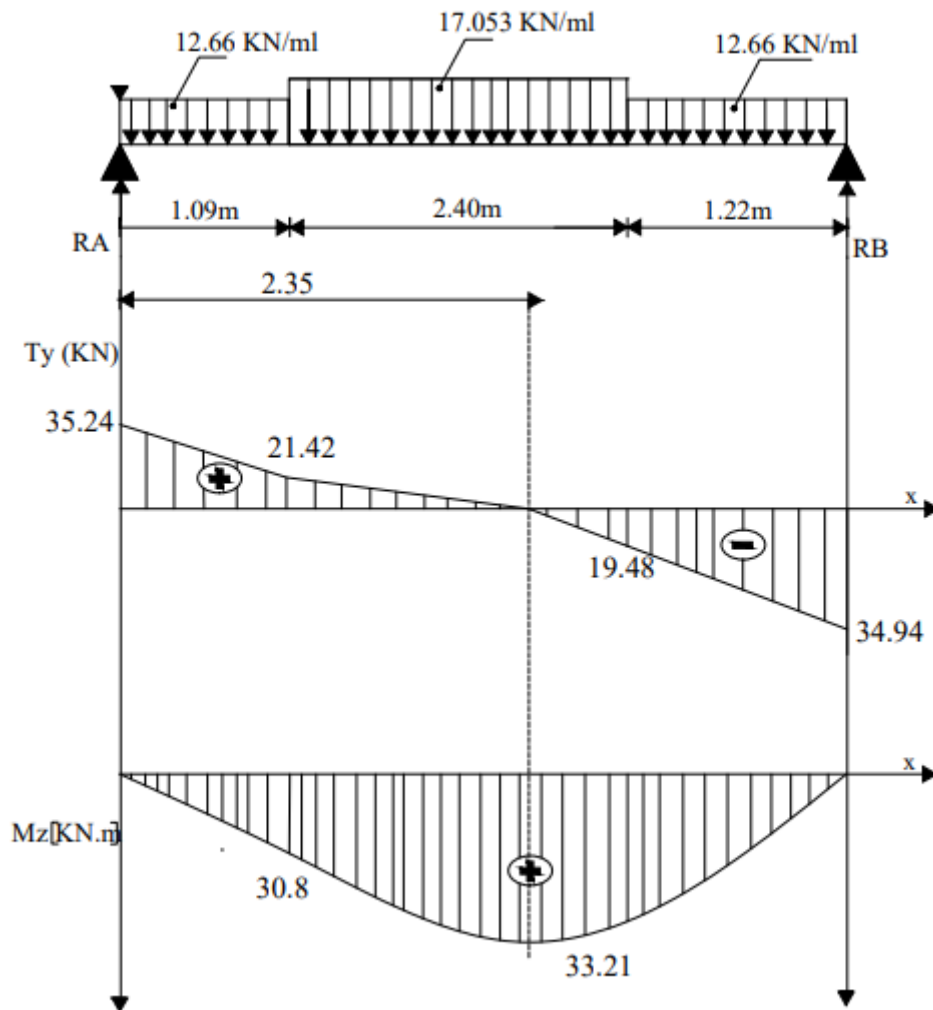
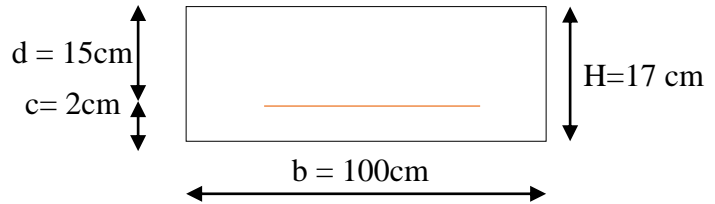


Fig III-5.4. Diagramme des efforts interne à L'ELU.

4. Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple, simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant



5. En travée :

$$M_u^t = 37,68 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,68 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,118 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$\mu = 0,118$; $\beta = 0,937$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{37,68 \times 10^3}{0,937 \times 15 \times 348} = 7,70 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$A_r = 1/4 A_t = 2,31 \text{ cm}^2$. Soit : $6\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

6. Aux appuis :

$$M_a = 13,31 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,31 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$\mu = 0,042$; $\beta = 0,979$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{13,31 \times 10^3}{0,979 \times 15 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$A_r = 1/4 A_a = 0,98 \text{ cm}^2$. Soit : $6\text{HA} 8 = 3,92 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

III -5.4 Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

- ✓ Aux appuis : $A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- ✓ En travée : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- *Armatures principales :*

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{51, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

- ✓ Aux appuis: $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- ✓ En travée : $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ *Armatures de répartition*

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{68, 45\text{cm}\}$$

- ✓ Sur appuis : $S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- ✓ En travée: $S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

3. Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.1,2)

$$T_u^{\max} = 35,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{35240}{1000 \times 150} = 0.235 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,235 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

$$T_u \leq 0,4b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 0,4 \times 10 \times (0,9 \times 15) \times \frac{25}{1,5} = 900 \text{ KN} > T_u^{\max} = 35,24 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur armatures :Art(A.5.1.312) BAEL91modifiées99

$$A_{st}^{\min}_{\text{ancré}} \geq \frac{V_{u\max}}{\gamma_{st}} = \frac{35,24 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 0,101 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,101 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

T^{\max} : effort tranchant maximale est égale à **34,55KN**

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \varnothing = 5 \times 3,14 \times 14 = \mathbf{219,8mm}$.

d : hauteur utile est égale à **150mm**

$$\tau_{se} = \frac{35240}{0,9 \times 150 \times 219,8} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

5. Longueur de scellement :

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

6. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

Les règles BAEL 91 modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un

Crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L_c est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$$

On prend : $L_c = 20 \text{ cm}$.

III -5.5 Calcul des efforts interne à l'ELS :

1. Combinaison de charge :

$$q_u = (G+Q) \times 1 \text{ ml}$$

- Palier : $q_{\text{palier}} = (6,6+2,5) \times 1 \text{ ml} = 9,1 \text{ KN/ml}$
- Volée : $q_{\text{pailasse}} = (9,854+2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,354 \text{ KN/ml}$

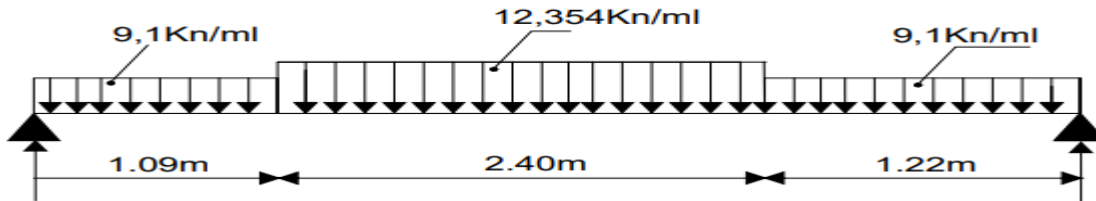


Fig III-5.5. Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELS) d'étage courant.

➤ Calcul Les réactions aux appuis :

$$R_A = 20,55 \text{ KN}$$

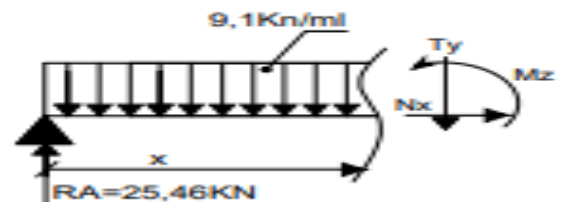
$$R_B = 28,31 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :

✓ 1^{er} Tronçon $0 \leq x < 1,09 \text{ m}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0; \quad T_y = 20,55 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=1,09; \quad T_y = 10,64 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

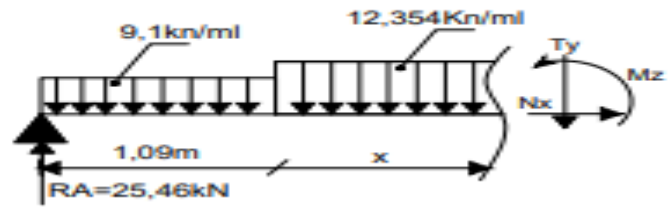
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0; \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1,09; \quad M_z = 27,81 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$



✓ 2^{eme} Tronçon $1,09 \leq x < 3,49$ m (mi-travée) :

- Pour $x = 1,09$; $Ty = 10,64$ KN.
- Pour $x = 3,49$; $Ty = -19,02$ KN.

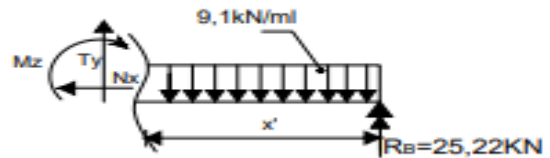
- Pour $x = 1,09$; $Mz = 17,1$ KN.m
- Pour $x = 3,49$; $Mz = 6,98$ KN.m.



✓ 3^{eme} Tronçon $0 \leq x < 1,02$ m :

- Pour $x = 0$; $Ty = -28,31$ KN.
- Pour $x = 1,02$; $Ty = -19,03$ KN.

- Pour $x = 0$; $Mz = 0$ KN.m
- Pour $x = 1,02$; $Mz = 24,15$ KN.m.



➤ **Moment fléchissant Max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9,1x + 20,55 = 0$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur .

$x = 2,25 \text{ m.}$

Donc :

$$M_z^{max} = -\frac{9,1}{2} (2,25)^2 + 20,55(2,25)$$

$M_z^{max} = 23,21 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments maximums aux appuis et en travées.

- ✓ Aux appuis : $M_s^a = -0,3 M_z^{max} = -6,97 \text{ kN.m}$
- ✓ En travées : $M_s^t = 0,85 M_z^{max} = 19,73 \text{ KN.m}$

3. Diagramme des efforts internes à l'ELS :

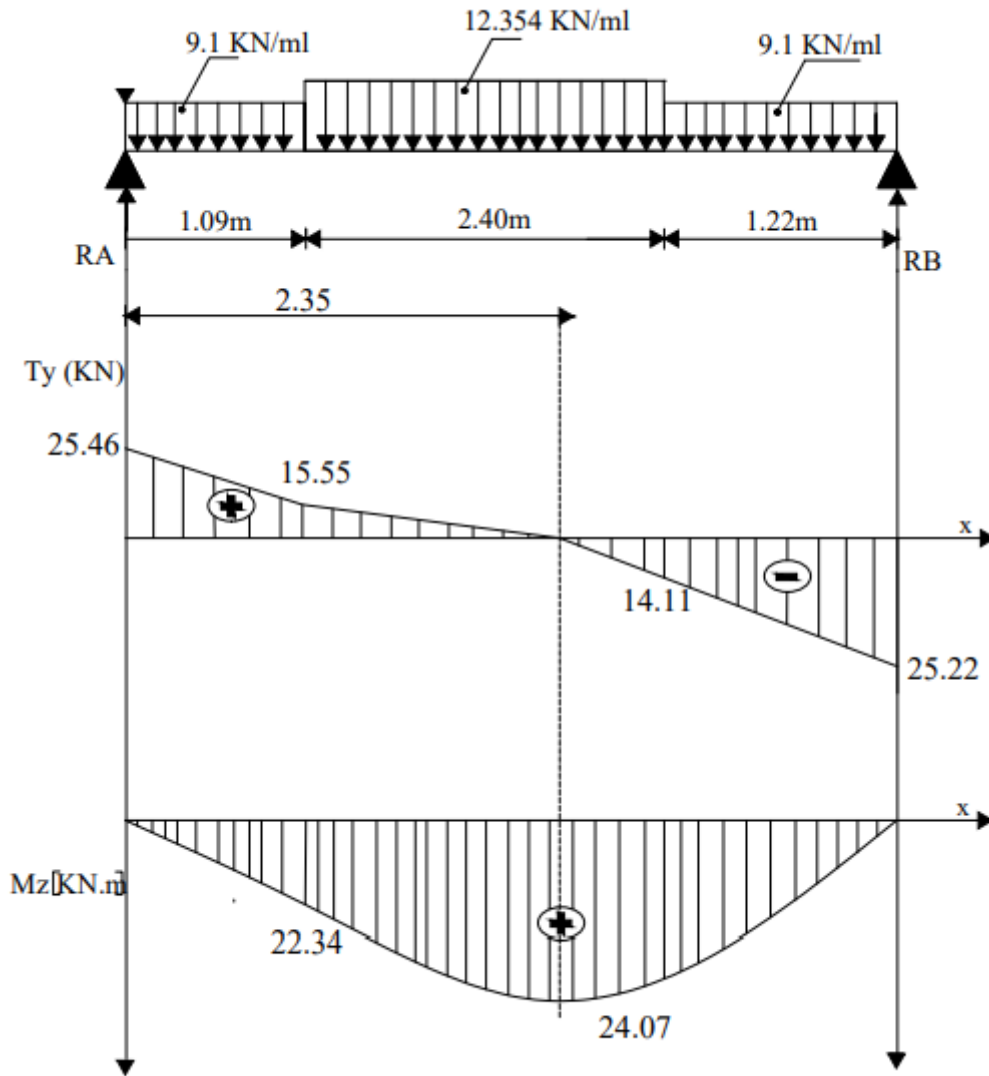


Fig III-5.6. Diagramme des efforts interne à 'L'ELS.

III-5-6. Vérification a l'EIS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- En travées :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 ; M_t = 19,73 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{9,24}{100 \times 15} \times 100 = 0,616$$

$$\rho_1 = 0,616 \quad \beta_1 = 0,884 \quad \alpha_1 = 0,347 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,347}{15(1-0,347)} = 0,03542$$

$\alpha_1 = 0,347$ $K = 0,03542$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19,73 \times 10^6}{924 \times 0,884 \times 150} = 161,032 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,03542 \times 161,032 = 5,71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$; $M_t = 6,97 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,316$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,264}{15(1-0,264)} = 0,024$$

$$\rho_1 = 0,316 \Rightarrow \beta_1 = 0,912 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = 0,264 \quad \text{et}$$

$\alpha_1 = 0,282$ $K = 0,024$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6,97 \times 10^6}{392 \times 0,912 \times 150} = 129,125$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,024 \times 129,125 = 3,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

Lecalcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée : (**BAEL 91 modifier 99, article 6.5.2**),

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{4,71} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.17}{4.71} = 0.036 < \frac{19.73}{10 \times 37.7} = 0.052 \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 15} = 0.00261 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ Par conséquent le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l}{10 E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4710}{500} = 9,42 \text{ mm}$$

Avec :

f_v : Flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} .$$

❖ *Air de la section homogénéisée*

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 9,24 = 1838,6 \text{ cm}^2$$

Moment statique de section homogénéisé par apport à xx

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 15 = 16529 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = V_1 = \frac{16529}{1838,6} = 8,98 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,98 = 8,02 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = I_{fv} = \frac{100}{3} (8,98^3 + 8,02^3) + 15 \times 9,24 (8,02 - 2)^2$$

$$I_0 = 46356,266 \text{ cm}^4$$

❖ *Calcul des coefficients*

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{9,24}{100 \times 15} = 0.00616$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0,00616} = 1,363$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\} \mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00616 \times 384 + 2,1} \right\} = 0,682$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 \times l}{1 + \mu \lambda v} = I_{f_v} = \frac{1,1 \times (46356,266)}{1 + 0,682 \times 1,363} = 26426,61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,354 \times 10^3 \times 4710^2}{384 \times 10818,86 \times 26426,61 \times 10^4} = 0,012 \text{ mm}$$

Donc $f < \bar{f} = 9,42 \text{ mm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

❖ Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

✓ Aux appuis :

$A_{\text{principale}} = 6\text{HA}10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2$. Avec des espacements de : $St = 16\text{cm}$.

$A_{\text{répartition}} = 6\text{HA}8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$. Avec des espacements de : $St = 16\text{cm}$.

✓ En travée :

$A_{\text{principale}} = 6\text{H}14/\text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2$. Avec des espacements de : $St = 16\text{cm}$.

$A_{\text{répartition}} = 6\text{HA}8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$. Avec des espacements de : $St = 16\text{cm}$.

III-6 La poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.1 m (entre nu d'appuis).

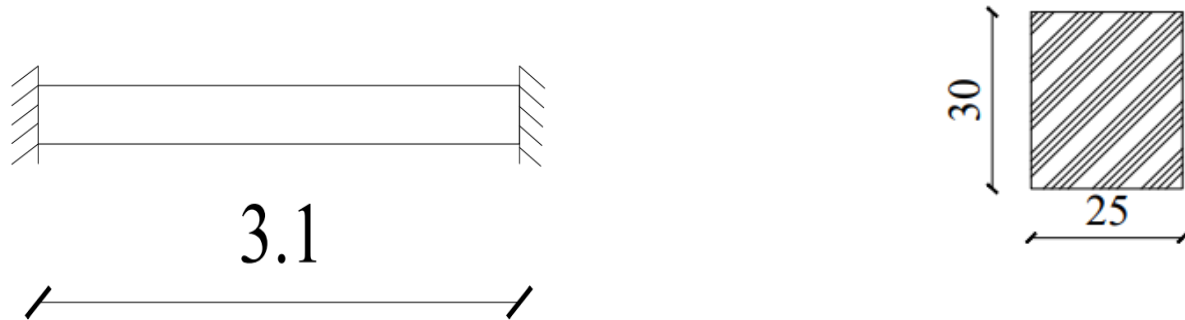


Fig III-6.1 Schéma de poutre palière.

III-6.1 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = (3.06-0.3) \frac{1}{2} \times 2.44 = 3,37 \text{ KN/ml}$
- $G_t = 1,875 + 3,37 = 5,245 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 35,24 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 25,46 \text{ KN}$

III-6.2 Calcul a L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_t + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 5,245 + 35,24 = 42,32 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{42,32 \times 3.10^2}{8} = 50,837 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{42,32 \times 3.10}{2} = 65,596 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\checkmark M_u^a = -0.3M_u = -15,251 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_u^t = 0.85M_u = 43,211 \text{ KN.m}$$

➤ *En travées :*

$$h = 30 \text{ cm}; d = 28 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; b = 25 \text{ cm.}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43,211 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.155$$

$$\mu_t = 0.155 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0.155 \Rightarrow \beta = 0,9155$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{43,211 \times 10^3}{0.9155 \times 28 \times 348} = 4,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_u^t = 3 \text{ HA } 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,251 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.054$$

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

$$\mu_t = 0.054 \Rightarrow \beta_1 = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15,251 \times 10^3}{0.972 \times 28 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_{ut} = 3 \text{ HA } 10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

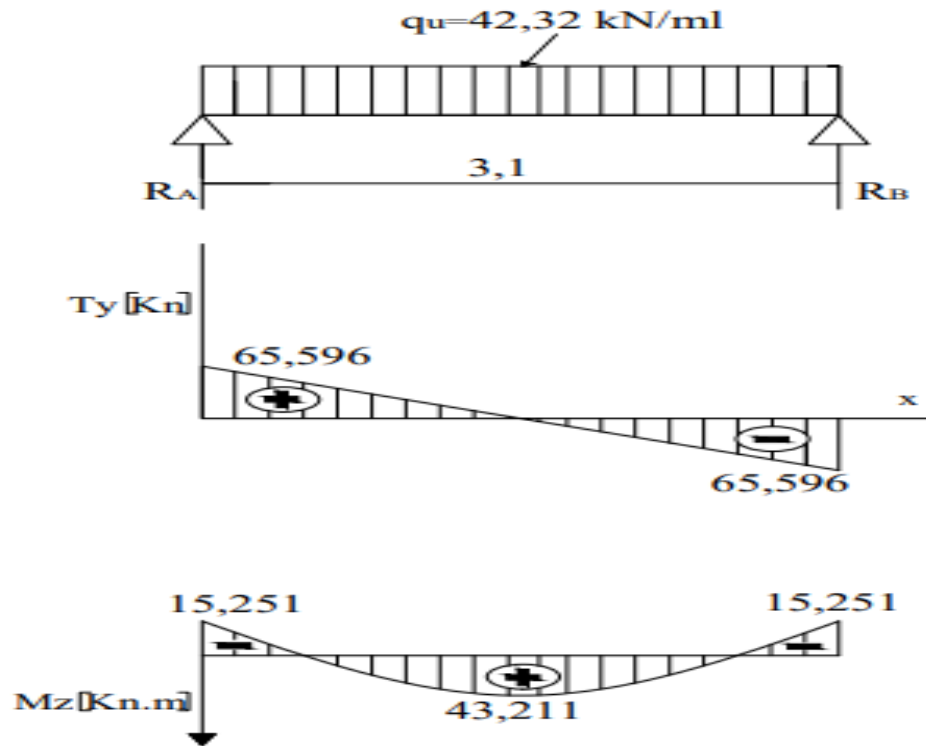


Fig III-6.2 Diagramme des efforts interne à ELS

III-6.2 Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\text{cm}^2$$

- En travée : $A_t = 6.03\text{cm}^2 > A_{min} = 0,845\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- Aux appuis : $A_a = 2,36\text{cm}^2 > A_{min} = 0,845\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \{2.5\text{MPa}, 4\text{MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec : $T_u = 60\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{65,596 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,93\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

- **Influence sur les aciers :**

$$A_{st}^{\min \text{ ancré}} \geq \frac{V_{u\max}}{\gamma_{st}} = \frac{65,596}{348} = 0,188\text{cm}^2$$

$$A_{st}^{\min \text{ ancré}} = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,188 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0,4b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 280 \times \frac{25}{1,5} = 420\text{KN} > T_u = 65,596\text{KN}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{65,596 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 100,48} = 2,59\text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48\text{cm}$$

$$\tau_u = 1,8\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 8,57; 2,5 \} = 8,57\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**

5. Ecartement des barres :

D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

- *En zone nodale :*

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi \right\} = \min \{7,5 \text{cm}; 9,6 \text{cm}\}$$

On prend : **S_t = 7cm**

- *En zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{cm} \text{ Soit : } \mathbf{S_t = 15cm}$$

6. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

- *Ancrage des barres aux appuis :*

$$L_S = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_S} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_S = 0.6 \psi_S^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28,21 \text{cm}$$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale a 0,4 l_s pour les aciers HA

$$L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,284$$

On prend **L_s = 10 cm.**

III -6.3 Calcul à l'ELS :

1. Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 5,245 + 25,46 = 30,705 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_S = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30,705 \times 3.1^2}{8} = 36,885 \text{KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{30,705 \times 3,1}{2} = 47,593 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -11,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 31,36 \text{ KN.m}$$

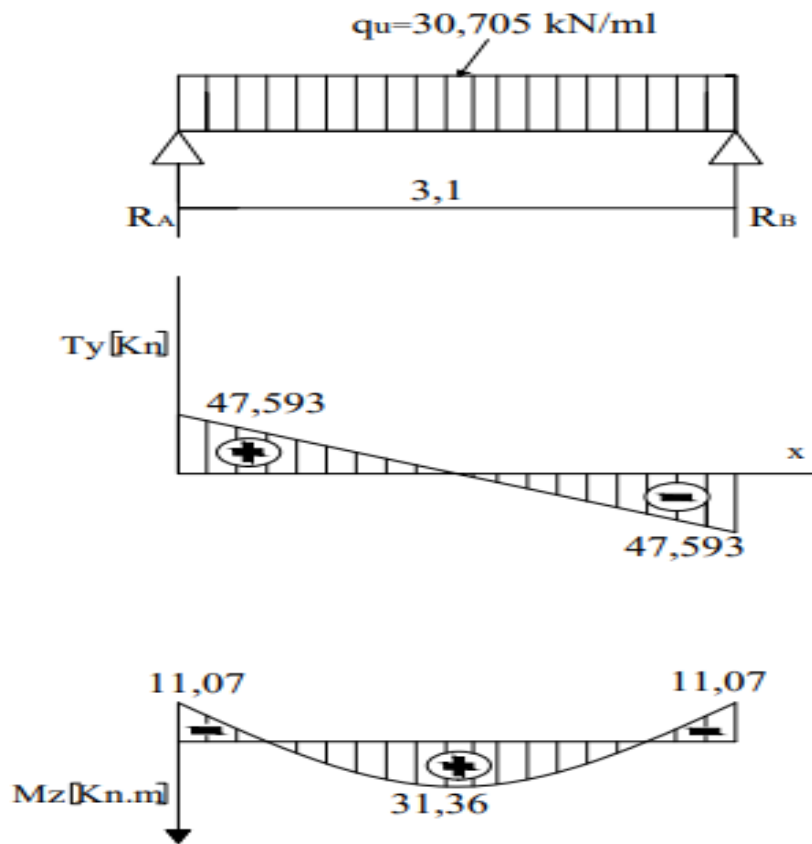


Fig III-6.3 Diagramme des efforts interne à ELS.

2. Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 15\text{MPa}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{25 \times 28} = 0,288$$

$$\rho_1 = 0,288 \Rightarrow \beta_1 = 0,915625 \quad \alpha_1 = 0,253125. \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,253125}{15(1-0,253125)} = 0,023$$

$$\alpha = 0,253125 \Rightarrow K=0,023$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app}.d.\beta} = \frac{9,5 \times 10^6}{201 \times 0,915625 \times 280} = 184,36\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,023 \times 184,36 = 4,24\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,24\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6,61}{25 \times 28} = 0,944$$

$$\rho_1 = 0,944 \Rightarrow \beta_1 = 0,8636 \quad \alpha_1 = 0,4089 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,4089}{15(1-0,4089)} = 0,053$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s.\beta.d} = \frac{31,36 \times 10^6}{661 \times 0,8636 \times 280} = 196,21\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_S = 0,053 \times 196,21 = 10,399$$

$$\sigma_{bc} = 10,399\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification de la flèche :

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,10} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.096 > \frac{3.36}{10 \times 36.885} = 0.086 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{28 \times 25} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4. Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible ⇒ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

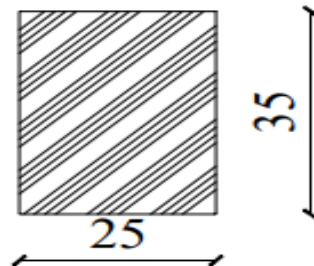
III-6.4 Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III-7 La poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé ; elle repose sur deux appuis elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures , le poids du plancher réduit par $\frac{1}{2}$ du corps creux repose sur elle-même ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aident à rester solidaires de la structure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable.



poutre chaînage

FigIII-7.1 Schéma de poutre de chaînage.

III-7.1 Détermination des charges :**1. Charge permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,187 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur extérieur $G_M = (4,08 - 0,35) \times 2,44 = 9,10 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher = $5,11 \times \frac{0,65}{2} = 1,66 \text{ KN/ml}$

On aura $G_t = 12,947 \text{ KN/ml}$.

2. La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

3. Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G_t + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 12,947 + 1,5 \times 0,487 = 18,21 \text{ KN/ml}$$

III-7.2 Etude de la poutre a L'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée aux extrémités.

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 18,21 \times \frac{4,55}{2} = 41,43 \text{ [KN]}$$

2. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{18,21 \times 4,55^2}{8} = 47,13 \text{ KN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

- ✓ $M_u^a = -0.3M_u = -14,142 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_u^t = 0.85M_u = 40,06 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T(x) = -18,21x + 41,43 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } (x=0) \rightarrow T(0) = 41,43 \text{ KN} \\ \text{Pour } (x=4,55) \rightarrow T(4,55) = -41,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

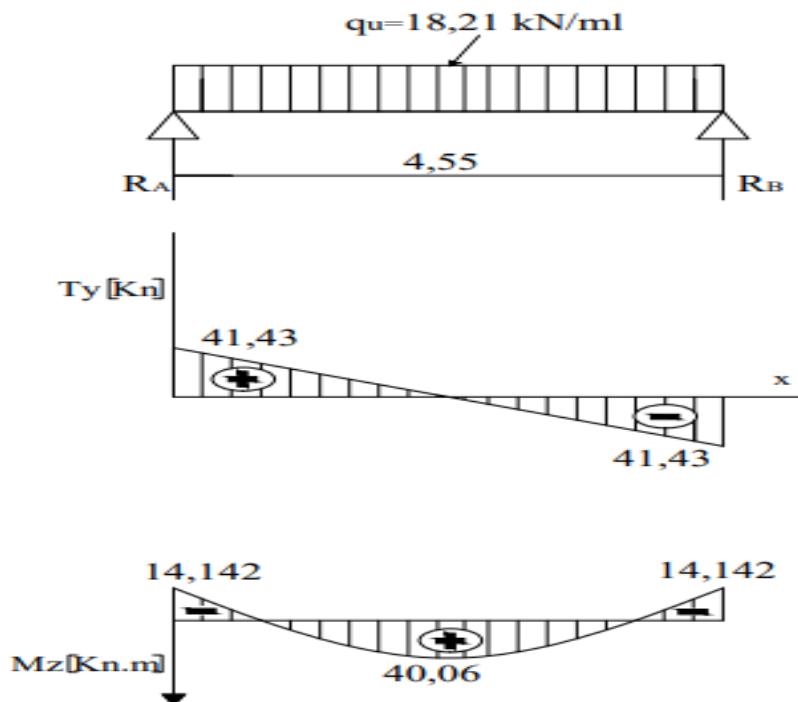


Fig III-7.2 Diagramme des efforts interne à ELU

3. calcul des armatures:

$h = 35\text{cm}$; $d = 28\text{ cm}$; $c = 2\text{ cm}$; $b = 25\text{ cm}$.

➤ *En travées :*

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{40,06 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.144$$

$$\mu_t = 0.144 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0.144 \Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{40,06 \times 10^3}{0.922 \times 28 \times 348} = 4,46\text{cm}^2$$

On prend : $A_u^t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62\text{ cm}^2$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,142 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_t = 0,05 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.05 \Rightarrow \beta_1 = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{14,142 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1,49\text{cm}^2.$$

On prend: $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62\text{cm}^2$

III-7.3 Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\text{cm}^2$$

- En travée : $A_t = 4.62\text{cm}^2 > A_{min} = 0,845\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- Aux appuis : $A_a = 4.62\text{cm}^2 > A_{min} = 0,845\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \{2.5 \text{MPa}, 4 \text{MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec : $T_u = 41,43 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{41,43 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,59 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,59 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée pas de risque de cisaillement.}$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

- **Influence sur les aciers :**

$$A_{st \text{ min ancré}} \geq \frac{V_{u \text{ max}}}{\gamma_{st}} = \frac{41,43}{348} = 0,119 \text{cm}^2$$

$A_{st \text{ min ancré}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0,199 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **Influence sur le béton :**

$$T_{u \text{ max}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{KN} > T_u = 41,43 \text{KN}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175,84 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{41,43 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 175.84} = 0.93 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.93 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 2.5 \} = 8.57 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

5. Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

- *En zone nodale :*

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{4.62}{0.003 \times 25} = 61.6 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi \right\} = \min \{ 8,75 \text{cm} ; 9,6 \text{cm} \}$$

On prend : $S_t = 8 \text{cm}$

- *En zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{cm}$$

6. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

- *Ancrage des barres aux appuis :*

$$L_S = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_S} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_S = 0.6 \psi_S^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28,21 \text{cm}$$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,284$$

On prend $L_s = 10 \text{ cm}$.

III-7.4 Calcul à l'ELS :

7. Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 12,947 + 0,487 = 13,434 \text{ KN/ml}$$

8. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 13,434 \times \frac{4,55}{2} = 30,56[\text{KN}]$$

9. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{13,434 \times 4,55^2}{8} = 34,76 \text{ KN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

- ✓ $M_u^a = -0.3M_u = -10,43\text{KN.m}$
- ✓ $M_u^t = 0.85M_u = 29,54\text{KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T(x) = -13,434x + 30,56 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } (x=0) \rightarrow T(0) = 30,56 \text{ KN} \\ \text{Pour } (x=4,55) \rightarrow T(4,55) = -30,56\text{KN} \end{array} \right.$$

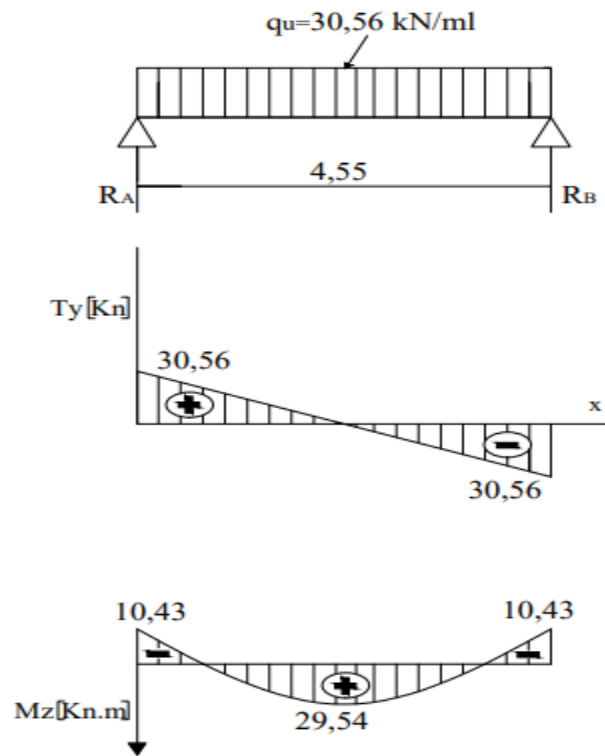


Fig III-7.3 Diagramme des efforts interne à ELS

1. Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 15\text{MPa}$$

❖ *Aux appuis :*

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,66$$

$$\rho_1 = 0,66 \Rightarrow \beta_1 = 0,915625 \alpha_1 = 0,253125. \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,253125}{15(1-0,253125)} = 0,023$$

$$\alpha = 0,253125 \Rightarrow K=0,023$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot d \cdot \beta} = \frac{10,43 \times 10^6}{462 \times 0,915625 \times 280} = 88,05\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,023 \times 88,05 = 2,02\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,02\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ *En travée :*

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,66$$

$$\rho_1 = 0,66 \Rightarrow \beta_1 = 0,8636 \alpha_1 = 0,4089 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,4089}{15(1-0,4089)} = 0,053$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_S \cdot \beta d} = \frac{29,54 \times 10^6}{462 \times 0,8636 \times 280} = 264,42\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_S = 0,053 \times 264,42 = 14,01$$

$$\sigma_{bc} = 14,01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{4,55} = 0,076 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{4.55} = 0.076 > \frac{29.54}{10 \times 34.76} = 0.084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{28 \times 25} = 0.0066 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Par conséquent le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = 9,1\text{mm}$$

Avec :

f_v : Flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa} ;$$

Air de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 25 \times 35 + 15 \times 4.62 = 967,4 \text{ cm}^2$$

Moment statique de section homogénéisé par apport à xx

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 28 = 17899,7 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = V_1 = \frac{17899,7}{967,4} = 18,51 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,51 = 16,49\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 = I_{fv} = \frac{25}{3} (18,51^3 + 16,49^3) + 15 \times 4.62 (16,49 - 2)^2$$

$$I_0 = 109615,8175 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0088$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{25}{25}) \times 0,0088} = 0,954$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\} \mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0088 \times 158,43 + 2,1} \right\} = 0,521$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \mu \lambda v} = I_{fv} = \frac{1,1 \times (109615,8174)}{1 + 0,521 \times 0,954} = 80544,195 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{29,54 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 10818,86 \times 80544,195 \times 10^4} = 7,018 \text{ mm}$$

Donc $f < \bar{f} = 8.2 \text{ mm}$. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

III-7.5 Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.



CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures. On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, ce qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique, Pour éviter le calcul manuel laborieux et peu fiable, et pour des résultats plus exacts et un travail facile l'outil informatique devient indispensable afin de modéliser une structure, de ces outils on utilisera l'ETABS pour aboutir aux résultats voulus.

IV.2. Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building System) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

IV.3. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

IV.4. Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul.**

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.5. Étapes de modélisation :

❖ Premier étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

a). Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements

b) . Géométrie de base :

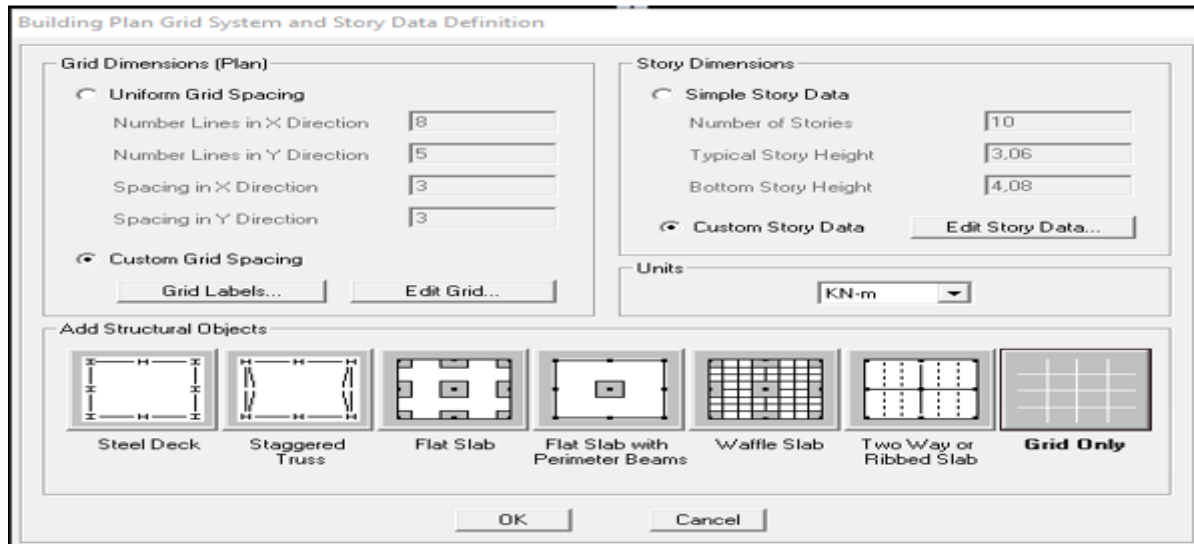
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**



En cliquant sur la case Default .edb, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :

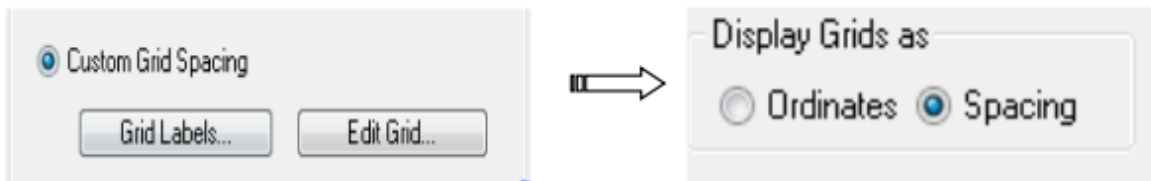
Elle nous permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant y-y
- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre d'étages
- Les hauteurs des différents niveaux.

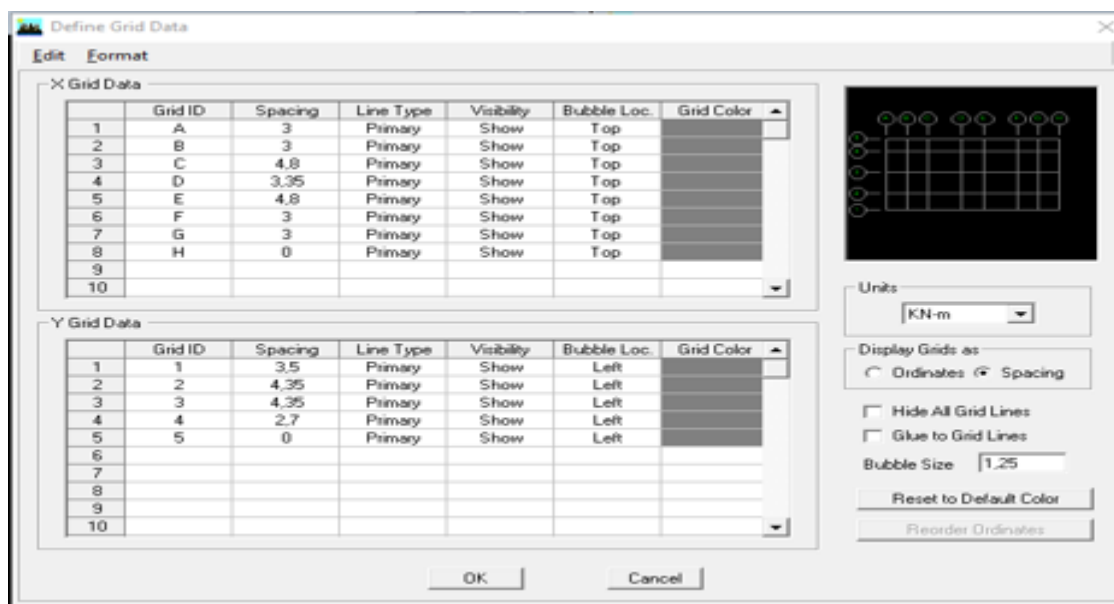


c). Modification de la géométrie de base :

On clique sur Custom Grid Spacing → Edit Grid → Spacing



On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y

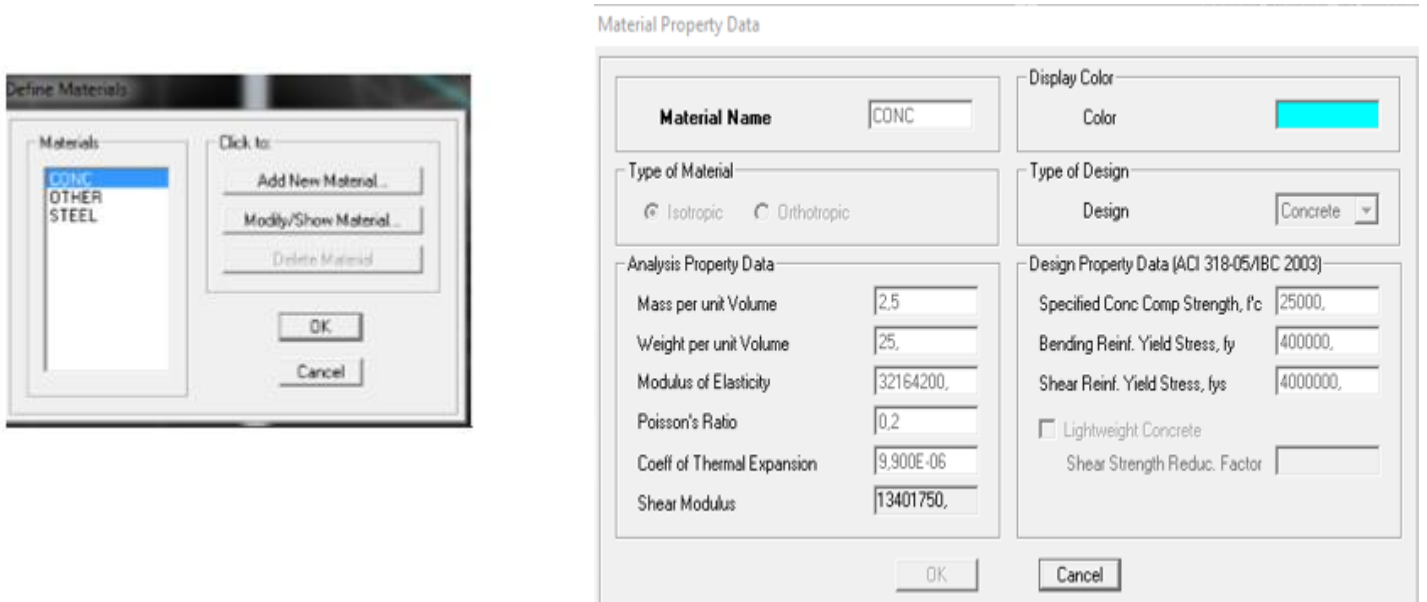


Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

❖ *Deuxième étape:*

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

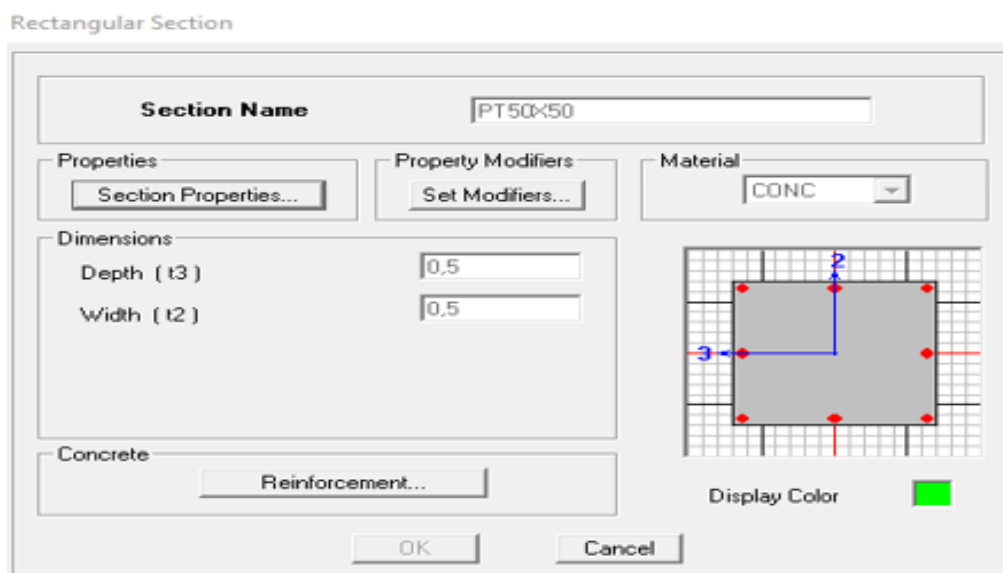


❖ *Troisième étape :*

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, Poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (dans notre cas les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



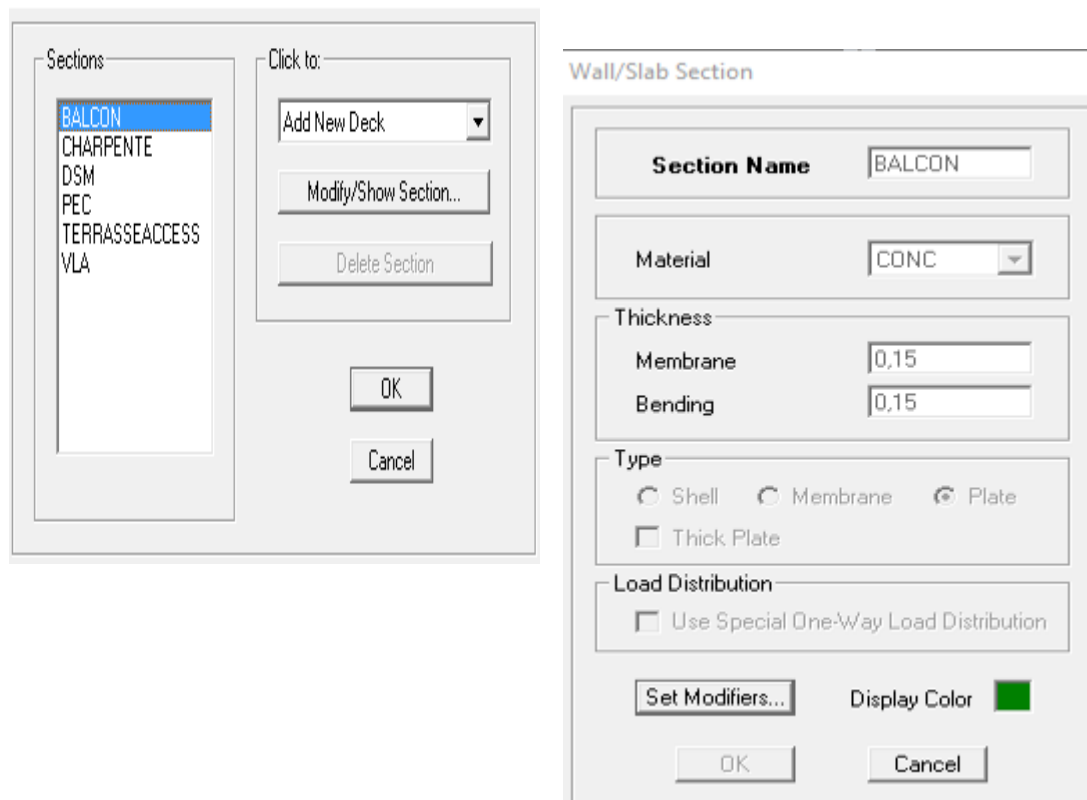
L'option **Reinforcement** permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS. Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define et Wall/slab**, on clique sur **Ad new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

Define Wall/Slab/Deck Sections



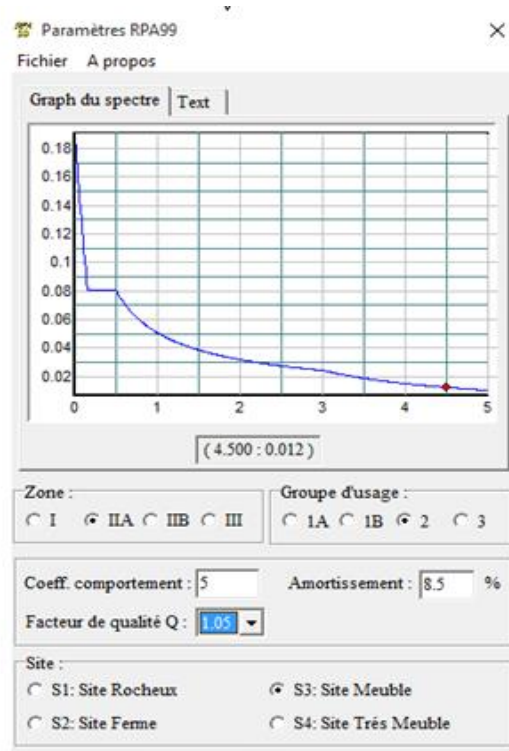
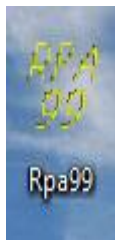
❖ *Quatrième étape :*

Charge dynamique (E) Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse dans le logiciel RPA99 Après avoir introduit les données dans ce logiciel on injecte le spectre dans ETABAS.

➤ **CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

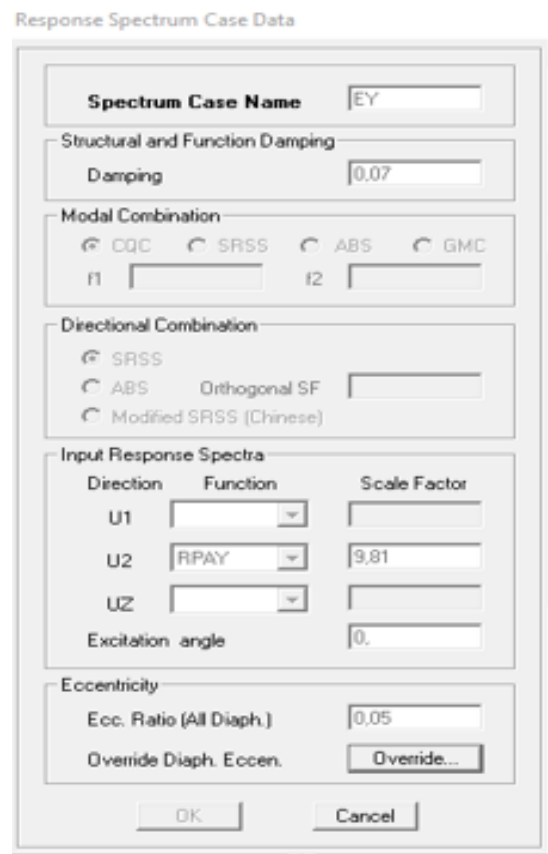
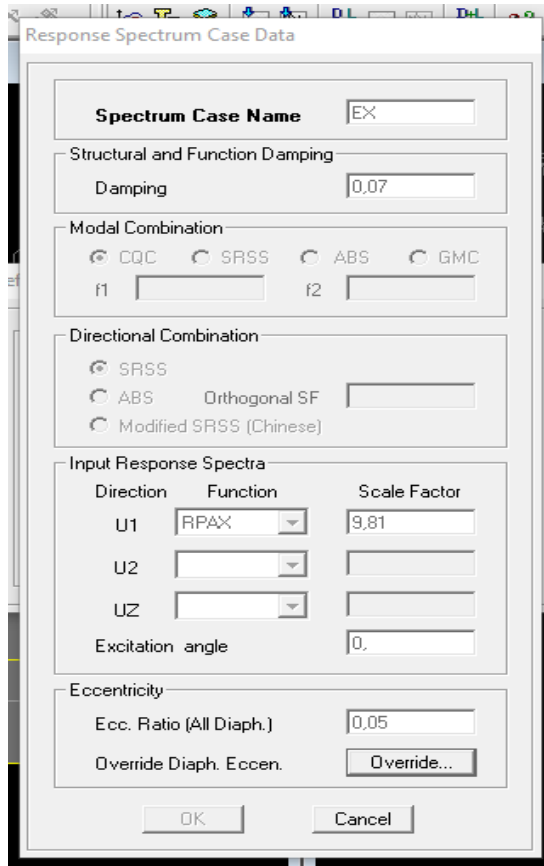
Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	IIa	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.2	Tableau 4.2.3
Amortissement	10%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2



- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



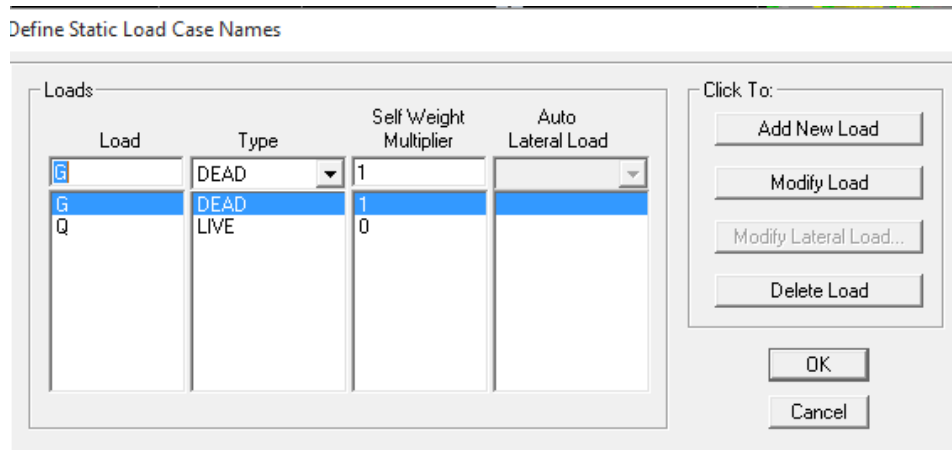
➤ **Définir les charges :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharge d'exploitation Q , pour les définir on clique sur :

Define → **Static Load Cases**



❖ *Cinquième étape : chargement*

Pour le chargement des poutres principales j'ai utilisé la méthode bardage

Le bardage : c'est un panneau virtuel qui n'épaisseur ni matériaux (leur utilité est la répartition des charges sur les éléments porteur)

Material Property Data

Material Name <input type="text" value="AUTHER"/>	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>
Analysis Property Data Mass per unit Volume <input type="text" value="0"/> Weight per unit Volume <input type="text" value="0"/> Modulus of Elasticity <input type="text" value="32164200"/> Poisson's Ratio <input type="text" value="0.2"/> Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="9.900E-06"/> Shear Modulus <input type="text" value="13401750"/>	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003) Specified Conc Comp Strength, f'c <input type="text" value="25000"/> Bending Reinf. Yield Stress, fy <input type="text" value="400000"/> Shear Reinf. Yield Stress, fys <input type="text" value="400000"/> <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor <input type="text"/>
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

- Pour le Chargement les poutres secondaires, on utilise cette icône après la sélection
- Pour l'application des charges sur les panneaux (les dalles pleines, les planchers) on utilise cette icône

Assign **→** **Frame/line loads** **→** **Distributed**

Frame Distributed Loads

Load Case Name <input type="text" value="G"/>	Units <input type="text" value="KN-m"/>															
Load Type and Direction <input checked="" type="radio"/> Forces <input type="radio"/> Moments Direction <input type="text" value="Gravity"/>	Options <input type="radio"/> Add to Existing Loads <input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads <input type="radio"/> Delete Existing Loads															
Trapezoidal Loads <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Distance</td> <td><input type="text" value="0."/></td> <td><input type="text" value="0.25"/></td> <td><input type="text" value="0.75"/></td> <td><input type="text" value="1."/></td> </tr> <tr> <td>Load</td> <td><input type="text" value="0."/></td> <td><input type="text" value="0."/></td> <td><input type="text" value="0."/></td> <td><input type="text" value="0."/></td> </tr> </tbody> </table> <input checked="" type="radio"/> Relative Distance from End-I <input type="radio"/> Absolute Distance from End-I			1	2	3	4	Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>	Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>
	1	2	3	4												
Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>												
Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>												
Uniform Load Load <input type="text" value="0."/>	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>															

❖ *Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action*

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- *Combinaisons aux états limites :*

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

$G + 0.2Q$

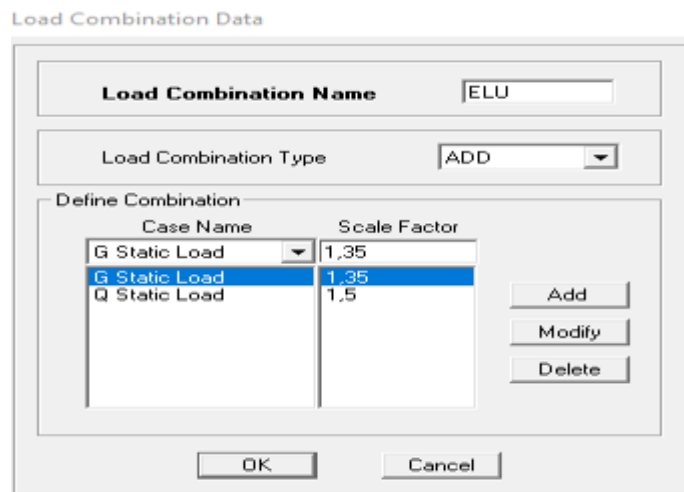
- *Combinaisons accidentelles du RPA :*

GQE : $G + Q \pm E$

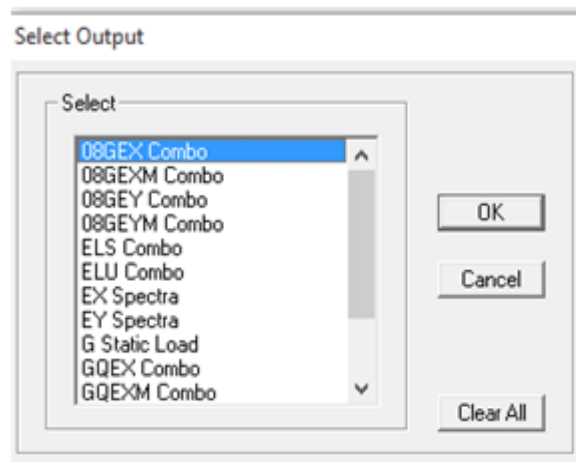
0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combination → Add New Combo



Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions



✓ **Masse source**

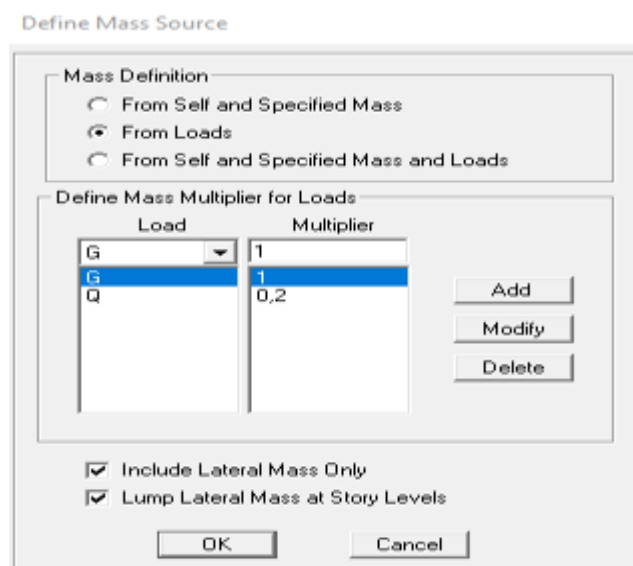
La masse source est la masse revenant à chaque plancher, dont la valeur est égale à :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta_{\text{plancher}}$$

B : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\beta = 0,2$

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

Define → **masse source** → **From Loads.**

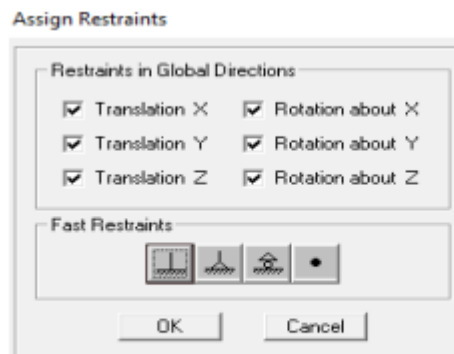


❖ **Septième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, Diaphragmes) pour la structure modélisée

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** au sol de la fondation, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur : **Assign** → **Joint/Point** → **Restraints.**

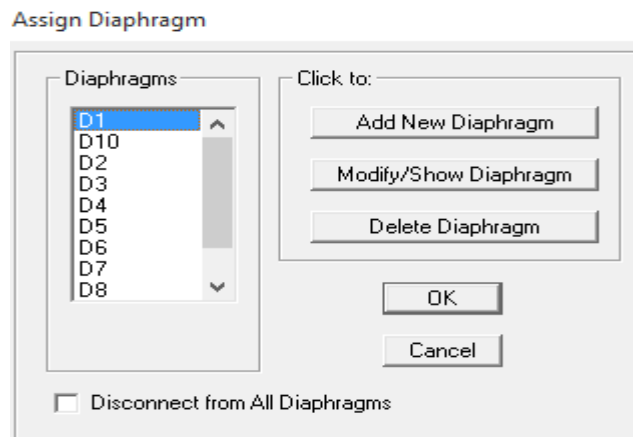


❖ *Diaphragme :*

Les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un 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 le logiciel

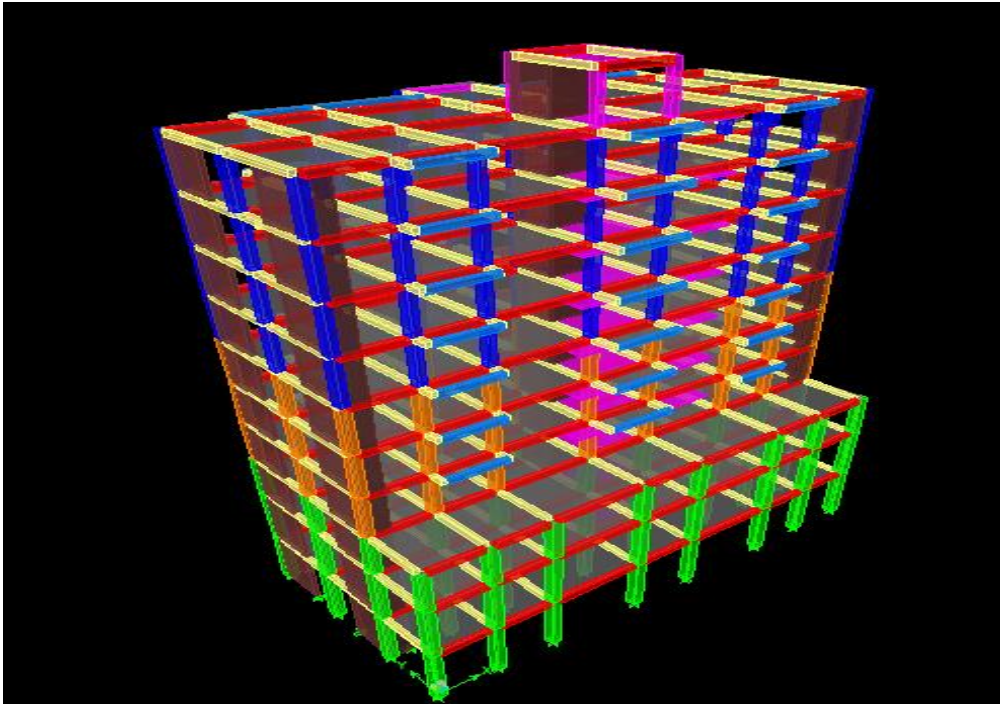
On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Diaphragm → Add New Diaphragm → D1 → OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.





CHAPITRE V

V. Introduction :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. _ On doit vérifier les conditions nécessaires suivantes :

1. Vérification du nombre de mode :
2. Vérification de la période empirique T.
3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
4. Vérification de L'effort tranchant à la base.
5. Vérification Les déplacements inter-étages.
6. Vérification de l'excentricité.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

8. **V.1- Vérification du nombre de mode :**

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximal donnée par logiciel ETABS égale à 0,865s, les résultats seront affichés comme suites :

Display / Show table / Analyses results / Modal information / Model participating mass ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.890230	73.3907	0.0366	0.0000	73.3907	0.0366	0.0000	0.056
2	0.741581	0.0581	71.3240	0.0000	73.4487	71.3606	0.0000	99.18
3	0.555445	0.7104	0.0136	0.0000	74.1591	71.3742	0.0000	0.022
4	0.282310	15.0489	0.0000	0.0000	89.2079	71.3742	0.0000	0.002
5	0.217052	0.0008	16.0842	0.0000	89.2088	87.4585	0.0000	0.372
6	0.165275	0.4230	0.0119	0.0000	89.6318	87.4704	0.0000	0.000
7	0.142298	4.3016	0.0000	0.0000	93.9334	87.4704	0.0000	0.000
8	0.100749	0.0008	5.6417	0.0000	93.9342	93.1120	0.0000	0.282
9	0.087085	2.1022	0.0007	0.0000	96.0363	93.1127	0.0000	0.000
10	0.076803	0.0048	0.0041	0.0000	96.0412	93.1168	0.0000	0.000
11	0.061664	1.3932	0.0682	0.0000	97.4344	93.1850	0.0000	0.001
12	0.057854	0.2022	2.1569	0.0000	97.6366	95.3419	0.0000	0.026
13	0.054026	0.3389	0.5667	0.0000	97.9756	95.9087	0.0000	0.006
14	0.045947	1.0280	0.0146	0.0000	99.0036	95.9232	0.0000	0.000
15	0.042900	0.0703	0.0014	0.0000	99.0740	95.9247	0.0000	0.000
16	0.038311	0.0183	1.9903	0.0000	99.0923	97.9149	0.0000	0.028
17	0.036339	0.5498	0.0476	0.0000	99.6420	97.9625	0.0000	0.000
18	0.030023	0.2201	0.0987	0.0000	99.8821	98.0502	0.0000	0.000

Fig V.2.1- Période analytique donnée par ETABS

- ✓ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
- ✓ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**
- ✓ Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant z-z**

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins égal à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

- ✓ **8^{ème} mode** → **Sens Y-Y : 93.1120 % > 90%** → **Condition vérifiée.**
- ✓

V.2- Vérification de la période empirique T : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (**Art4-6**) :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad , \text{avec} :$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (**Tableau 4-6/RPA version 2003**) :

$$T_{RPA} = 0,05 \times (35,7)^{3/4} = 0,73 \text{ s}$$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{ETABS} = 0,890 \text{ s}$$

$$T_{RPA} = 1,3 \times 0,73 = 0,949 \text{ s}$$

$T_{ETABS} = 0,890 \text{ s} < T_{RPA} = 0,949 \text{ s} \rightarrow$ condition vérifier.

V.3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

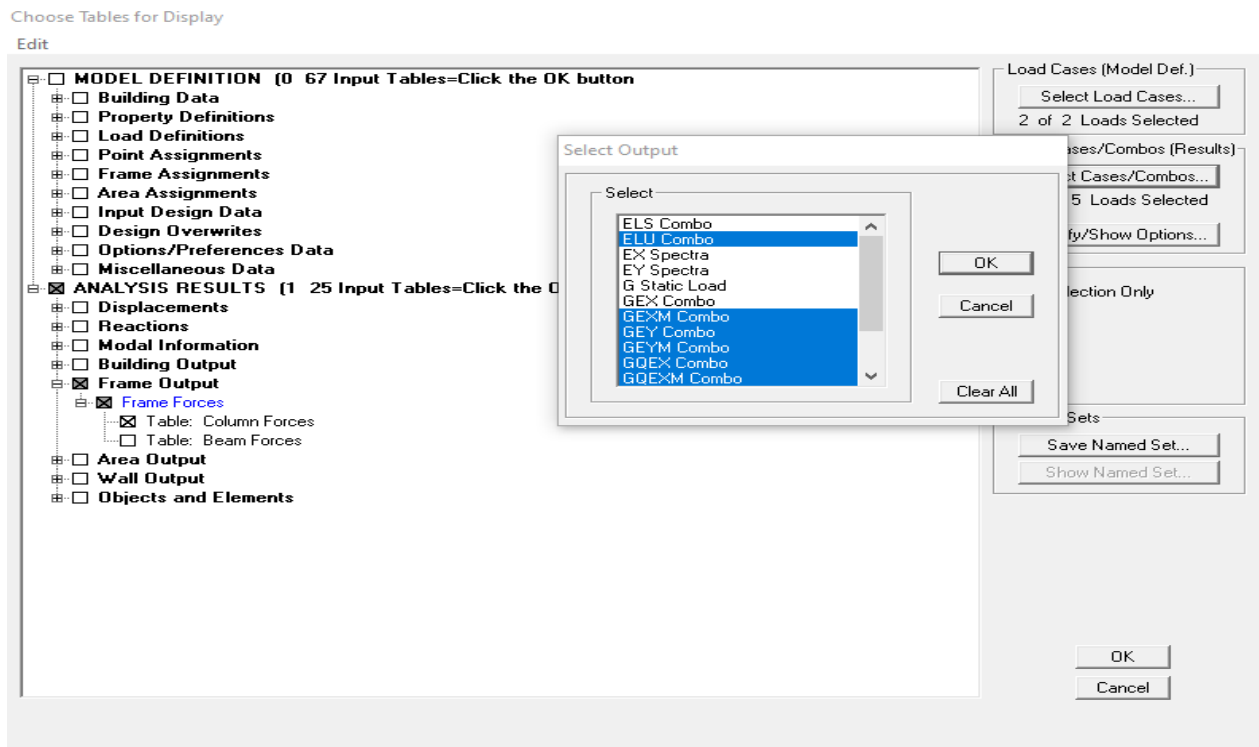
Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire de la section de béton (section brute).

fc28 = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

Display Show Tables → Select Cases/ Combos (0.8G+E et G + Q ± E) +OK



Column Forces

Edit View

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ETAGE 1	C1	ELU	0.000	-76.07	-9.73	-5.36	-0.013	-5.55
	ETAGE 1	C1	ELU	1.305	-65.06	-9.73	-5.36	-0.013	1.44
	ETAGE 1	C1	ELU	2.610	-54.05	-9.73	-5.36	-0.013	8.44
	ETAGE 1	C1	GQEX MAX	0.000	-10.95	25.57	7.20	1.850	10.45
	ETAGE 1	C1	GQEX MAX	1.305	-2.80	25.57	7.20	1.850	1.30
	ETAGE 1	C1	GQEX MAX	2.610	5.36	25.57	7.20	1.850	20.68
	ETAGE 1	C1	GQEX MIN	0.000	-99.53	-39.49	-15.05	-1.869	-18.62
	ETAGE 1	C1	GQEX MIN	1.305	-91.38	-39.49	-15.05	-1.869	0.76
	ETAGE 1	C1	GQEX MIN	2.610	-83.22	-39.49	-15.05	-1.869	-8.36
	ETAGE 1	C1	GQEXM MAX	0.000	-10.95	25.57	7.20	1.850	10.45
	ETAGE 1	C1	GQEXM MAX	1.305	-2.80	25.57	7.20	1.850	1.30
	ETAGE 1	C1	GQEXM MAX	2.610	5.36	25.57	7.20	1.850	20.68
	ETAGE 1	C1	GQEXM MIN	0.000	-99.53	-39.49	-15.05	-1.869	-18.62
	ETAGE 1	C1	GQEXM MIN	1.305	-91.38	-39.49	-15.05	-1.869	0.76
	ETAGE 1	C1	GQEXM MIN	2.610	-83.22	-39.49	-15.05	-1.869	-8.36
	ETAGE 1	C1	GQEY MAX	0.000	-22.61	-3.59	29.05	1.008	40.19
	ETAGE 1	C1	GQEY MAX	1.305	-14.45	-3.59	29.05	1.008	2.45
	ETAGE 1	C1	GQEY MAX	2.610	6.29	3.59	29.05	1.008	48.03

OK

- Pour les poteaux 50×50 : $N_d = 1457.75 \text{ KN}$

$$v = \frac{1457.75 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,23 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 912.12 \text{ KN}$

$$v = \frac{912.12 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.18 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 508.72 \text{ KN}$

$$v = \frac{508.72 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.12 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×35 (salle machine) $N_d = 26.41 \text{ KN}$

$$v = \frac{26.41 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.0086 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V.4.1- coefficient d'accélération de zone A.

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → **A = 0,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

site	S1	S2	S3	S4
T¹ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T² (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau V.4.2- valeur de T₁ et T₂

Pour notre cas on a : T₂ = 0,15 s

T₂=0,5s < T_{etabs}=0,890s < 3 s donc : **D=2,5η (T₂/ T)^{2/3}**

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0,7$$

ξ(%) est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

Tableau V.4.3- valeur de ξ (%)

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dans $7 \leq \xi \leq 10$

On prend $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{structure}}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,73} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,47$$

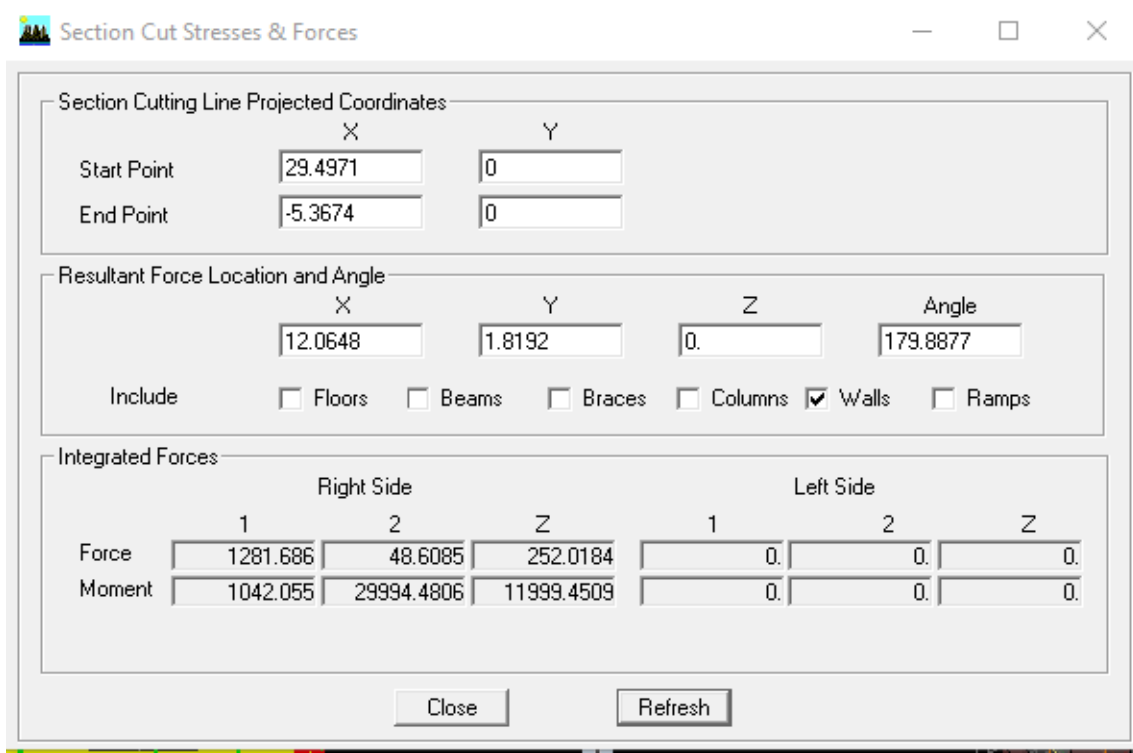
❖ **Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS :

➤ **Les charges horizontales**

- **SensXX :**



Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	29.4971	0
End Point	-5.3674	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.0648	1.8192	0.	179.8877

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1943.988	57.2624	2.175E-11	0.	0.	0.
Moment	1315.0974	42468.552	15766.498	0.	0.	0.

Close Refresh

On a 1943.988 → 100%

1281.686 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1281.686 \times 100}{1943.988} = 65.93 \%$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort repris par les voiles} = 65.93\% \\ \text{Effort repris par les portiques} = 34,06\% \end{array} \right.$

- Sens Y-Y

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19.4817	0
End Point	-4.4449	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.5184	3.3231	0.	179.8363

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	50.2984	1941.5231	6.468E-12	0.	0.	0.
Moment	42931.709	1042.9335	13317.8519	0.	0.	0.

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19.4817	0
End Point	-4.4449	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.5184	3.3231	0.	179.8363

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	31.3795	1631.3341	984.0259	0.	0.	0.
Moment	8791.6882	3956.1358	11325.6667	0.	0.	0.

Close Refresh

On a 1941.52 → 100%

1631.33 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1631.33 \times 100}{1941.52} = \mathbf{84.02\%}$$

Donc :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort repris par les voiles} = 84.02 \% \\ \text{Effort repris par les portiques} = 15.97 \% \end{array} \right.$

➤ Les Charges verticales

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	23.7884	0
End Point	-4.7867	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.5009	1.3065	0.	180.2741

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-9.392E-11	-5.291E-11	-48189.19	0.	0.	0.
Moment	315183.479	-145044.13	-0.0421	0.	0.	0.

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	23.7884	0
End Point	-4.7867	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.5009	1.3065	0.	180.2741

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-6.4697	-13.5288	-10664.88	0.	0.	0.
Moment	65034.816	-29451.899	86.4525	0.	0.	0.

Close Refresh

On a 48189.19 → 100%

10664.88 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{10664.88 \times 100}{48189.19} = 22.13 \%$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort repris par les voiles} = 22.13 \% \\ \text{Effort repris par les portiques} = 77.86 \% \end{array} \right.$

✓ **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement voile porteurs ; dont le coefficient de comportement $R = 3,5$.

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ Formule (4 - 4)

Avec :

Pq : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00
$Q_x = Q_y$		1,2

- Détermination du poids total :

Choose Tables for Display

Edit

The screenshot shows a software interface with a tree view on the left and a 'Select Output' dialog box in the center. The tree view is titled 'MODEL DEFINITION (0 67 Input Tables=Click the OK button)' and includes categories like 'Building Data', 'Property Definitions', 'Load Definitions', 'Point Assignments', 'Frame Assignments', 'Area Assignments', 'Input Design Data', 'Design Overwrites', 'Options/Preferences Data', 'Miscellaneous Data', 'ANALYSIS RESULTS (1 25 Input Tables=Click the OK button)', 'Displacements', 'Reactions', 'Modal Information', 'Building Output', 'Building Output' (with sub-items: 'Table: Center Mass Rigidity', 'Table: Story Shears', 'Table: Tributary Area and RLLF', 'Table: Special Seismic Rho Factor'), 'Frame Output', 'Area Output', 'Wall Output', and 'Objects and Elements'. The 'ANALYSIS RESULTS' and 'Building Output' sections are expanded. The 'Select Output' dialog box has a list of output options: 'EY Spectra', 'G Static Load', 'GEX Combo', 'GEXM Combo', 'GEY Combo', 'GEYM Combo', 'GQEX Combo', 'GQEXM Combo', 'GQEY Combo', 'GQEYM Combo', and 'POIDS Combo'. The 'POIDS Combo' option is selected. The dialog box has 'OK', 'Cancel', and 'Clear All' buttons. On the right side of the interface, there are sections for 'Load Cases (Model Def.)', 'Load Cases/Combos (Results)', 'Options', and 'Named Sets', each with buttons for selection and modification.

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 7	POIDS	Bottom	5679.99	0.00	0.00	0.007	46529.402	-70697.
	ETAGE6	POIDS	Top	7785.00	0.00	0.00	0.007	64663.768	-96969.
	ETAGE6	POIDS	Bottom	8433.72	0.00	0.00	0.011	69867.327	-105000
	ETAGE 5	POIDS	Top	10538.72	0.00	0.00	0.011	88001.692	-131273
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	11187.44	0.00	0.00	0.015	93205.505	-139303
	ETAGE 4	POIDS	Top	13292.45	0.00	0.00	0.015	111339.870	-165576
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	14032.21	0.00	0.00	0.019	117320.301	-174743
	ETAGE 3	POIDS	Top	16137.22	0.00	0.00	0.019	135454.666	-201015
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	16876.97	0.00	0.00	0.021	141435.305	-210182
	ETAGE 2	POIDS	Top	18981.98	0.00	0.00	0.021	159569.671	-236454
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	19721.74	0.00	0.00	0.023	165550.502	-245621
	ETAGE 1	POIDS	Top	22399.22	0.00	0.00	0.023	184631.698	-279022
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	23393.72	0.00	0.00	0.025	191480.505	-291366
	RDC	POIDS	Top	26121.49	0.00	0.00	0.025	210899.746	-325395
	RDC	POIDS	Bottom	27447.49	0.00	0.00	0.025	220030.979	-341855
	ENTRESOL	POIDS	Top	30091.50	0.00	0.00	0.025	238362.609	-375324
	ENTRESOL	POIDS	Bottom	31417.50	0.00	0.00	0.025	247492.525	-391783

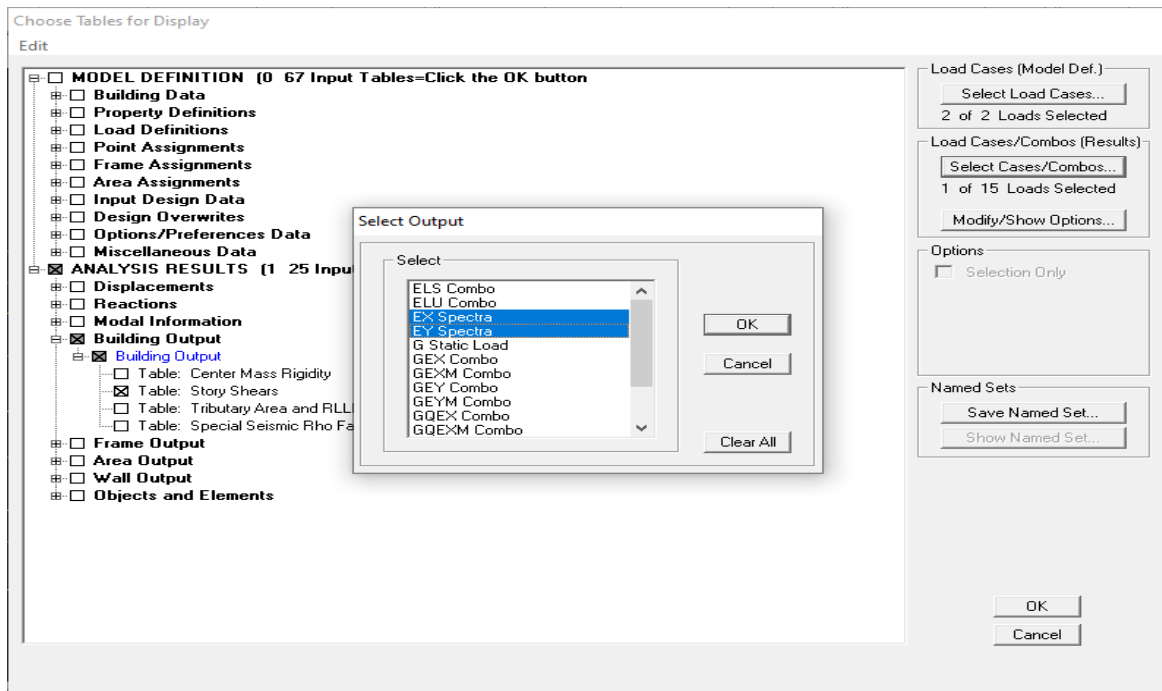
Donc : $W_T = 31417.5 \text{ Kn}$

D'où :

Facteur	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,47
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN] (ETABS)	31417.5

$$V_{base} - MSE = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,2}{3,5} \times 31417.5 = 2359.01 \text{KN}$$

Effort tranchant sous E → Display Show Tables/ Select Cases Combos Ex et Ey spectra +OK



Story Shears

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 3	EY	Bottom	0.00	39.60	1503.26	20936.799	18116.100	427.70
	ETAGE 2	EX	Top	0.00	1612.81	51.92	16361.510	572.116	17803.0
	ETAGE 2	EX	Bottom	0.00	1612.81	51.92	16361.934	726.653	22557.0
	ETAGE 2	EY	Top	0.00	43.37	1635.26	22878.196	18116.100	427.70
	ETAGE 2	EY	Bottom	0.00	43.37	1635.26	22878.413	22935.902	558.74
	ETAGE 1	EX	Top	0.00	1755.46	54.67	17724.370	726.653	22557.0
	ETAGE 1	EX	Bottom	0.00	1755.46	54.67	17724.519	891.189	27674.6
	ETAGE 1	EY	Top	0.00	48.51	1767.91	24887.926	22935.902	558.74
	ETAGE 1	EY	Bottom	0.00	48.51	1767.91	24888.082	28106.794	703.61
	RDC	EX	Top	0.00	1880.42	56.00	18883.035	891.189	27674.6
	RDC	EX	Bottom	0.00	1880.42	56.00	18883.217	1117.201	34961.4
	RDC	EY	Top	0.00	51.08	1881.03	26672.449	28106.794	703.61
	RDC	EY	Bottom	0.00	51.08	1881.03	26672.571	35411.361	912.21
	ENTRESOL	EX	Top	0.00	1943.95	58.46	19522.485	1117.201	34961.4
	ENTRESOL	EX	Bottom	0.00	1943.95	58.46	19522.537	1346.580	42514.2
	ENTRESOL	EY	Top	0.00	53.59	1941.44	27799.990	35411.361	912.21
	ENTRESOL	EY	Bottom	0.00	53.59	1941.44	27800.024	42955.718	1124.5

➤ Efforts tranchants à la base obtenue par la méthode dynamique :

$$V_x = 1589.18 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1941.44 \text{ KN.}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

- **Sens longitudinal :**

$V_x = 1589.18 \text{ KN} \geq 80\% V_{etabs} = 1887.208 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

- **Sens transversal :**

$V_y = 1731.41 \text{ KN} \geq 80\% V_{ETABS} = 1887.208 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

✓ Si $V_t < 80\% V_{base-MSE}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments...). (*RPA, Art 4.3.6.pg 46*).

- **Selon x-x :**

$$\frac{0.8 V_{base-MSE}}{V_x} = \frac{1887.20}{1589.18} = 1,2$$

$$1,2 \times 9,81 = 11,80$$

La valeur maximale selon x-x devient : **$V_x = 1943.95$**

Donc : $V_x = 1943.95 \geq 0.8 V_{ETABS} = 1887.20 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Selon y-y :**

$$\frac{0.8 V_{base-MSE}}{V_y} = \frac{1887.20}{1731.41} = 1,1$$

$$1,1 \times 9,81 = 10,80$$

La valeur maximale selon y-y devient : **$V_y = 1941.44$** .

Donc : $V_y = 1941.44 \geq 0.8 V_{ETABS} = 1887.20 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.5- Vérification des déplacement inter-étage :

➤ **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \text{ Sek}$ (RPA 99 formule 4-19)

Se_k: Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

➤ *Justification vis-à-vis des déformations :*

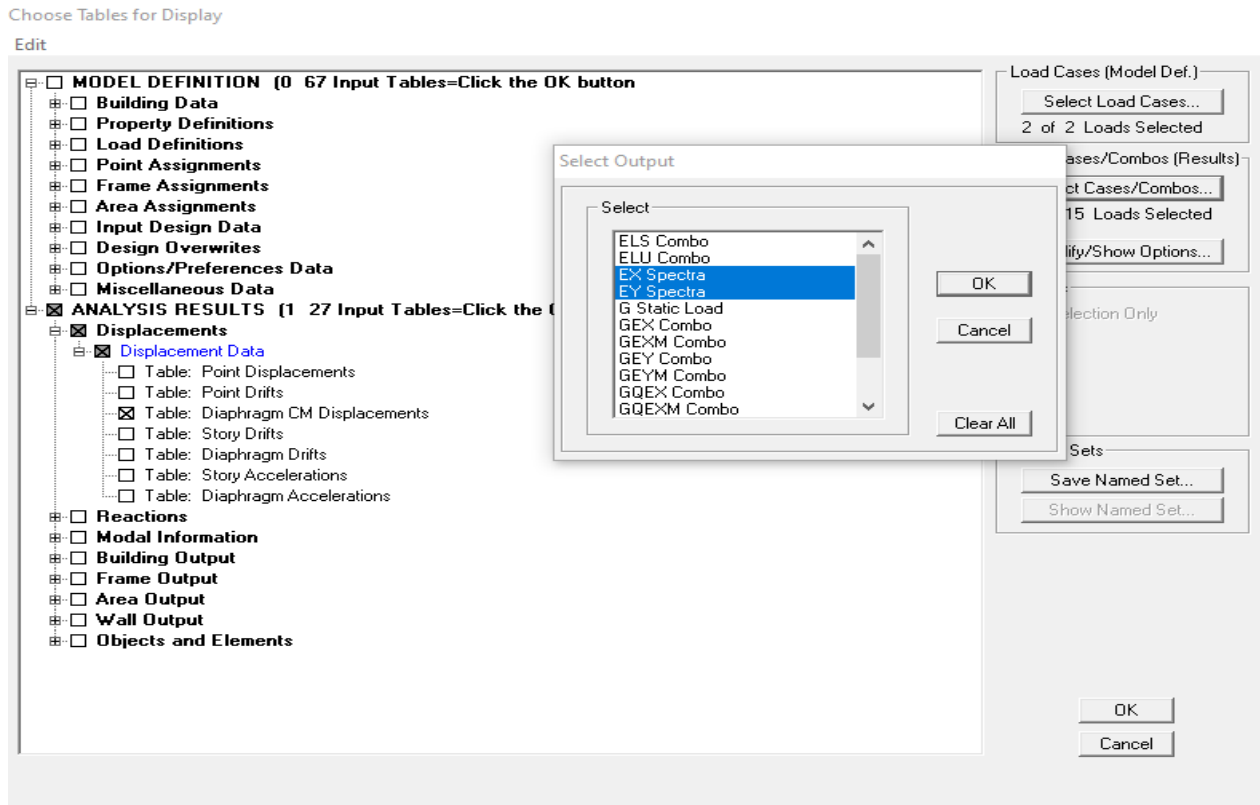
D’après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage. $\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$

pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display → show tables** Un tableau s’affichera, **ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.



Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	SALLE	D11	EX	0.0239	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	SALLE MACHINE	D11	EY	0.0008	0.0180	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 8	D10	EX	0.0228	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 8	D10	EY	0.0007	0.0167	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 7	D9	EX	0.0214	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 7	D9	EY	0.0007	0.0153	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE6	D8	EX	0.0195	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE6	D8	EY	0.0007	0.0137	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 5	D7	EX	0.0173	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 5	D7	EY	0.0006	0.0120	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 4	D6	EX	0.0149	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 4	D6	EY	0.0006	0.0102	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 3	D5	EX	0.0124	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 3	D5	EY	0.0005	0.0083	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 2	D4	EX	0.0098	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 2	D4	EY	0.0004	0.0063	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 1	D3	EX	0.0070	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	ETAGE 1	D3	EY	0.0002	0.0045	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

✓ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

- *Sens longitudinale x-x :*

story	<u>Sens x-x</u>						<u>Sens y-y</u>					
	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	1% H (m)	obs	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	1% H (m)	obs
Salle machine	0.0239	3,5	0.08365	0.00385	0,0306	Cv	0.018	3,5	0.063	0.00455	0,0306	Cv
Et 8	0.0228	3,5	0.0798	0.0049	0,0306	Cv	0.0167	3,5	0.05845	0.0049	0,0306	Cv
Et 7	0.0214	3,5	0.0749	0.00665	0,0306	Cv	0.0153	3,5	0.05355	0.0056	0,0306	Cv
Et 6	0.0195	3,5	0.06825	0.0077	0,0306	Cv	0.0137	3,5	0.04795	0.00595	0,0306	Cv
Et 5	0.0173	3,5	0.06055	0.0084	0,0306	Cv	0.012	3,5	0.042	0.0063	0,0306	Cv
Et 4	0.0149	3,5	0.05215	0.00875	0,0306	Cv	0.0102	3,5	0.0357	0.00665	0,0306	Cv
Et 3	0.0124	3,5	0.0434	0.0091	0,0306	Cv	0.0083	3,5	0.02905	0.007	0,0306	Cv

Et 2	0.0098	3,5	0.0343	0.0098	0,0306	Cv	0.0063	3,5	0.02205	0.0063	0,0306	Cv
Et 1	0.007	3,5	0.0245	0.0084	0,0306	Cv	0.0045	3,5	0.01575	0.00595	0,0306	Cv
RDC	0.0046	3,5	0.0161	0.0105	0,0408	Cv	0.0028	3,5	0.0098	0.00665	0,0408	Cv
Ente sol	0.0016	3,5	0.0056	0.0056	0,0408	Cv	0.0009	3,5	0.00315	0.00315	0,0408	Cv

Tableau V.5.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

✓ D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

IV.5.1- Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{35,7}{500} = 0,071 \text{ m}$$

Avec :

f : la flèche admissible.

H : la hauteur totale du bâtiment.

- *Sens longitudinal :*

Display /Show Story Response Plots/. On relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

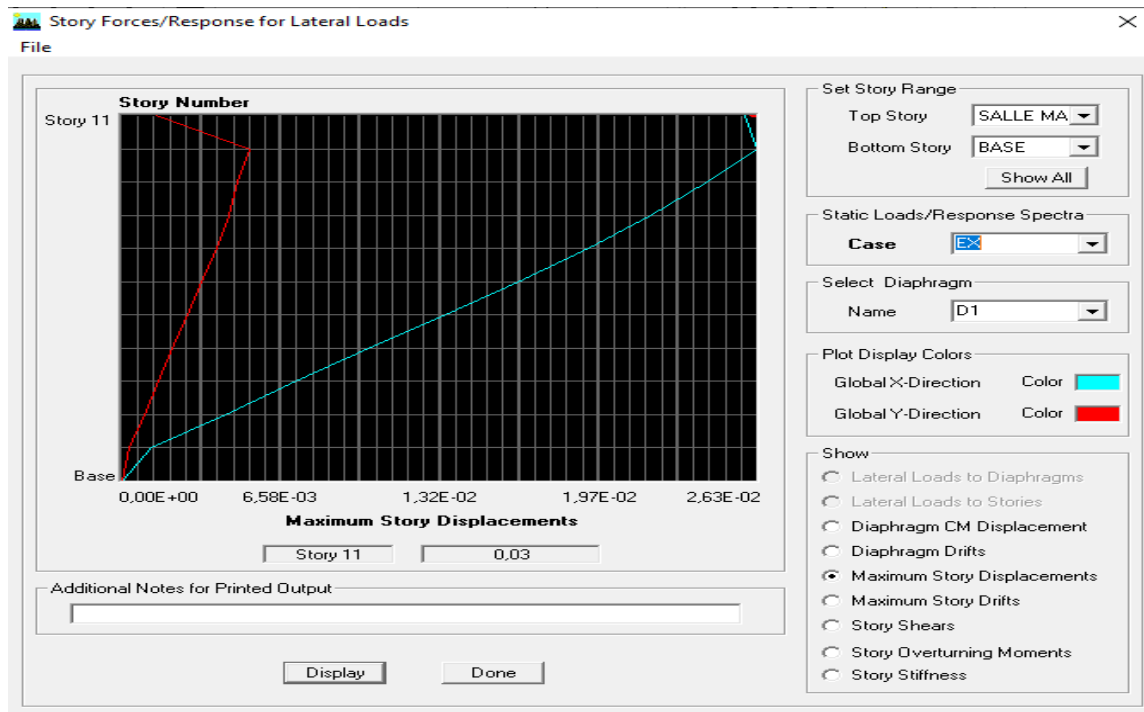


Fig V.5.1- Déplacement maximal dans le sens x-x.

$$\delta_{\max} = 0,03 \text{ m} \leq f = 0,071 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey , et on relève la valeur du déplacement suivant la direction indiquée :

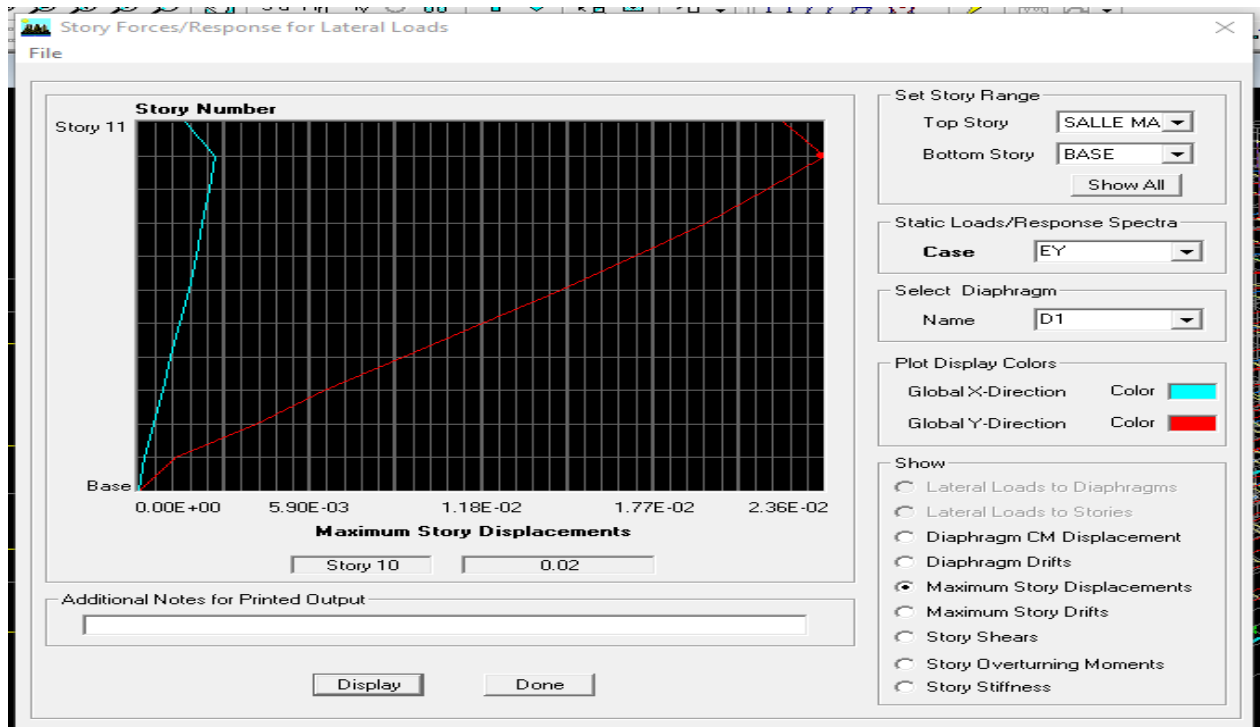


Fig V.5.2- Déplacement maximal dans le sens y-y.

$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \leq f = 0,071 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.6- : Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

avec : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit que : $CM-CR \leq 5\% L_{\max}$

$$CM-CR \leq 5\% L_{\max}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{CM : centre de masse.} \\ \text{CR : centre de rigidité} \end{array} \right.$

Choose Tables for Display

Edit

MODEL DEFINITION (0 67 Input Tables=Click the OK button)

- Building Data
- Property Definitions
- Load Definitions
- Point Assignments
- Frame Assignments
- Area Assignments
- Input Design Data
- Design Overwrites
- Options/Preferences Data
- Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS** (1 27 Input Tables=Click the OK button)
 - Displacements
 - Reactions
 - Modal Information
 - Building Output**
 - Table: Center Mass Rigidity
 - Table: Story Shears
 - Table: Tributary Area and RLLF
 - Table: Special Seismic Rho Factor
 - Frame Output
 - Area Output
 - Wall Output
 - Objects and Elements

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...
2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...
2 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...
Show Named Set...

OK
Cancel

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	ENTRESOL	D1	395.4780	395.4780	12.576	6.929	395.4780	395.4780	12.576
	RDC	D2	386.9661	386.9661	12.456	7.062	386.9661	386.9661	12.456
	ETAGE 1	D3	351.9467	351.9467	12.457	7.210	351.9467	351.9467	12.457
	ETAGE 2	D4	283.3054	283.3054	12.457	8.485	283.3054	283.3054	12.457
	ETAGE 3	D5	283.3054	283.3054	12.457	8.485	283.3054	283.3054	12.457
	ETAGE 4	D6	278.6639	278.6639	12.457	8.484	278.6639	278.6639	12.457
	ETAGE 5	D7	274.7757	274.7757	12.457	8.482	274.7757	274.7757	12.457
	ETAGE 6	D8	274.7757	274.7757	12.457	8.482	274.7757	274.7757	12.457
	ETAGE 7	D9	274.7757	274.7757	12.457	8.482	274.7757	274.7757	12.457
	ETAGE 8	D10	242.1616	242.1616	12.454	8.050	242.1616	242.1616	12.454
	SALLE MACHINE	D11	16.6764	16.6764	12.286	5.911	16.6764	16.6764	12.286

OK

- Sens longitudinal :

<i>Etage</i>	<i>Diaphragme</i>	<i>XCM</i>	<i>XCR</i>	<i>/CM-CR/</i>	<i>5%Lx</i>	<i>Vérification</i>
<i>Entre sol</i>	<i>D1</i>	12.576	12.276	0.3	1,267	<i>Cv</i>
<i>RDC</i>	<i>D2</i>	12.456	12.274	0.182	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 1</i>	<i>D3</i>	12.457	12.286	0.171	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 2</i>	<i>D4</i>	12.457	12.298	0.159	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 3</i>	<i>D5</i>	12.457	12.308	0.149	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 4</i>	<i>D6</i>	12.457	12.319	0.138	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 5</i>	<i>D7</i>	12.457	12.328	0.129	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 6</i>	<i>D8</i>	12.457	12.337	0.12	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 7</i>	<i>D9</i>	12.457	12.345	0.112	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 8</i>	<i>D10</i>	12.454	12.351	0.103	1,267	<i>Cv</i>
<i>Salle machine</i>	<i>D11</i>	12.286	11.8	0.486	1,267	<i>Cv</i>

Tableau V.6.2- Vérification de l'excentricité sens x-x

- Sens transversal :

<i>Etage</i>	<i>Diaphragme</i>	<i>YCM</i>	<i>YCR</i>	<i>/CM-CR/</i>	<i>5%Lx</i>	<i>Vérification</i>
<i>Entre sol</i>	<i>D1</i>	6.929	6.494	0.435	1,267	<i>Cv</i>
<i>RDC</i>	<i>D2</i>	7.062	6.217	0.845	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 1</i>	<i>D3</i>	7.21	6.239	0.971	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 2</i>	<i>D4</i>	8.485	8.414	0.071	1,267	<i>Cv</i>
<i>ET 3</i>	<i>D5</i>	8.485	7.616	0.869	1,267	<i>Cv</i>

ET 4	D6	8.484	7.796	0.688	1,267	Cv
ET 5	D7	8.482	7.948	0.534	1,267	Cv
ET 6	D8	8.482	8.081	0.081	1,267	Cv
ET 7	D9	8.482	8.196	0.286	1,267	Cv
ET 8	D10	8.05	7.29	0.76	1,267	Cv
Salle machine	D11	5.911	5.577	0.334	1,267	Cv

Tableau V.6.3- Vérification de l'excentricité sens y-y

V.7. : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

- P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Story	Hauteur	Poids	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_{kx} (m)	$V_x[k((kN))$	Θ_x	Δ_{ky} (m)	$V_y[k((kN))$	Θ_y
Salle machine	3,06	232.64	0.00385	32.2	0,01124599	0.00455	40.27	0,0105911
ET8	3,06	2926.26	0.0049	372.16	0,01578113	0.0049	394.38	0,01467358
ET 7	3,06	5679.99	0.00665	674.36	0,01874409	0.0056	694.95	0,01786774
ET 6	3,06	8433.72	0.0077	926.69	0,02318053	0.00595	945.32	0,02049004
ET 5	3,06	11187.44	0.0084	1136.41	0,02719203	0.0063	1158.04	0,02322886
ET 4	3,06	14032.21	0.00875	1316.75	0,03174993	0.00665	1343.27	0,02728072
ET 3	3,06	16876.97	0.0091	1475.65	0,03530671	0.007	1503.26	0,02822066
ET 2	3,06	19721.74	0.0098	1612.81	0,03903859	0.0063	1635.26	0,02911068
ET 1	3,06	23393.72	0.0084	1755.46	0,03553698	0.00595	1767.91	0,02935396
RDC	4,08	27447.49	0.0105	1880.42	0,03748545	0.00665	1881.03	0,02543336
Entre sol	4,08	31417.5	0.0056	1943.95	0,02081923	0.00315	1941.44	0,01228212

Tableau V.6- Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.

✓ $\Theta_k < 0,1$ dans les deux sens, donc **les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.**

✓ **Conclusion :**

Les conditions exigées par le règlement parasismique algérien sont toutes vérifiées donc nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.



CHAPITRE VI

VI- Introduction

Dans ce qui suit, on va procéder au ferrailage des éléments principaux (*les poutres, les poteaux et les voiles*) qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

VI.1 ferrailage des poteaux :**VI-1. a. Introduction :**

Le ferrailage des poteaux se fera 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

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28}	f_{bu}(MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI-1. a : Tableau caractéristiques des matériaux

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q (*BAEL 91 modifiée 99*)
- G + Q ±E (*RPA 99/ modifiée 2003*)
- 0,8G ± E (*RPA 99/ modifiée 2003*)

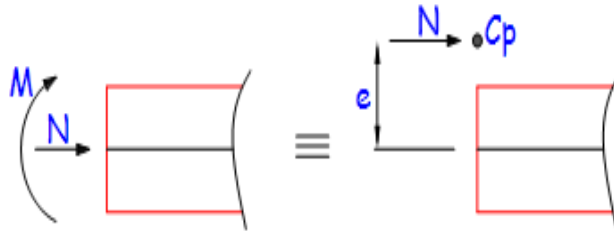
Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- G + Q (*BAEL 91 modifiée 99*)

VI-1. b. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

➤ *Calcul du centre de pression :*

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



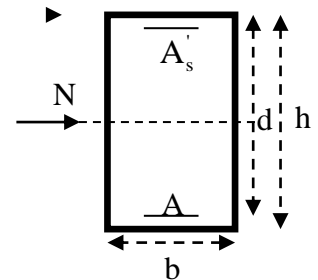
Chaque poteau est soumis à un effort de normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$



Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right); (M_f : \text{Moment fictif})$$

• **Calcul des armatures :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) ($A'=0$)

- **Section des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_f = 0$$

- *Section réelle d'armature :*

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

$$A' = 0$$

Avec

N : effort de compression (+), effort de traction (-)

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- *Armatures en flexion simple :*

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- *Armatures en flexion composée :*

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

• *Détermination des armatures :*

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. D. A$

$$A' = \frac{M_f - b. h. f_{bu}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b. h. f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

2^{eme} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi. b. h. f_{bu}}{\sigma'_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b. h^2. f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Calcul du ferraillage des poteaux :

- **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (*RPA2003, article.7.4.2.1*). Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- **Pourcentage minimal sera de :**

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

- **Pourcentage maximal sera de :**

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

⇒ Dans le cas de la zone II_a

- Pourcentage minimal sera de : **0.8 %**
- Pourcentage maximal sera de : **4%** en zone courante ; **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm^2)	$A_{min} [\text{cm}^2]$	$A_{max} [\text{cm}^2]$ (Zone courante)	$A_{max} [\text{cm}^2]$ (Zone de recouvrement)
	$A_{min} = 0.8\%b.h$	$A_{max} = 4\%b.h$	$A_{max} = 6\%b.h$
(35x35)	9.8	49	73.5
(40x40)	12.8	64	96
(45x45)	16.2	81	121.5
(50x50)	20	100	150

Tableau VI.1. b: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

VI-1. c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

1) Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Remarque :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux

- **Zone I** : Entre-sol, RDC et 1^{er} étage poteaux (50 × 50) ;
- **Zone II** : 2^{ème} étage au 4^{ème} étage, poteaux (45 × 45) ;
- **Zone III** : 5^{ème} au 8^{ème} étages poteaux (40 × 40) ;
- **Zone IV** : salle machine poteaux (35 × 35)

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	$A_{inf} \text{ cm}^2$	$A_{sup} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	Ferrailage	$A_{rd} \text{ cm}^2$
		N_{max}		M_{corr}								
	50x50	N_{max}	-2012.63	M_{corr}	10.887	ELU	SEC	0	0	20	4HA20 + 6HA 16	24.62
		N_{min}	461.54	M_{corr}	8.782	G+EY	SEC	0	0			
		M_{max}	148.515	N_{corr}	-408.42	G+Q+EY	SSA	3.19	0			
Zone II	45x45	N_{max}	-1252.43	M_{corr}	21.96	ELU	SEC	0	0	16.2	10HA16	20.10
		N_{min}	53.66	M_{corr}	2.708	G+EY	SEC	0	0			
		M_{max}	130.806	N_{corr}	-280.82	G+Q+EX	SSA	4.71	0			
Zone III	40x40	N_{max}	-698.1	M_{corr}	19.128	ELU	SEC	0	0	12.8	10HA14	15.40
		N_{min}	32.37	M_{corr}	-9.508	G+EY	SPC	0	0.22			
		M_{max}	88.914	N_{corr}	-129.39	G+Q+EY	SSA	4.66	0			
Zone VI	35x35	N_{max}	46.05	M_{corr}	31.24	G+Q+EX	SSA	1.92	0	9.8	10 HA12	11.30
		N_{min}	-40.64	M_{corr}	-32.239	G+Q+EX	SPC	0	2.08			
		M_{max}	-47.391	N_{corr}	-1.23	GQEX	SPC	0	3.88			

Tableau VI.1. c Les efforts internes dans les poteaux.

2) Exemple de calcul manuel :

➤ Poteaux 50 × 50

$$N = 2012.63KNM_3 = 10.887KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0054 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.22 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

- Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 10.887 + 2012.63 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.03\right) \Rightarrow M_f = 445.17KN.m$$

- Vérification de la 1ère condition :

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$$

$$d = h - c = 0.5 - 0.03 \Rightarrow d = 0.47m$$

$$N_u(d - c') - M_f = 2012.63 \times (0.47 - 0.03) - 445.17 = 440.38KN.m \dots\dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu} = 511.91KN.m \dots\dots (2)$$

$$(1) < (2) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc $A_{sc} = 0cm^2$

- Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{445.17 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.28$$

$$\mu_f = 0.28 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.832$$

• Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{445.17 \times 10^5}{0.832 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 32.71cm^2$$

$$A'_f = 0$$

- Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 32.71 - \frac{2012.63 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -25.12 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{min} = 20 \text{ cm}^2$

$$A_{ad} = 4HA20 + 4HA16 = 20.6 \text{ cm}^2.$$

VI-1. d. Vérification à l'ELU :

1) Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$

Zone I : $L_r = 40 \emptyset_l = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$

Zone II : $L_r = 40 \emptyset_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$

Zone III : $L_r = 40 \emptyset_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

Zone IV : $L_r = 40 \emptyset_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

2) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$ $L_s = 80 \text{ cm}$

-Pour les HA16 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$ $L_s = 90 \text{ cm}$

-Pour les HA20 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm}$ $L_s = 90 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$ $L_s = 80 \text{ cm}$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

➤ **Poteaux (50 x 50) :**

Entre-sol et RDC et 1 étage : h= 4.08 m

$$h' = \max \left(\frac{408-45}{6} ; 50 ; 50 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

1 étage : h= 3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-45}{6} ; 50 ; 50 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

➤ **Poteaux (45 x 45) :**

Etage 2,3et 4 : h=3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6} ; 40 ; 45 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

➤ **Poteaux (40 x 40) :**

Etage 5,6et 8 : h=3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6} ; 35 ; 40 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

➤ **Poteaux (35 x 35) :**

Salle machine : h=3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6} ; 30 ; 35 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

4) **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

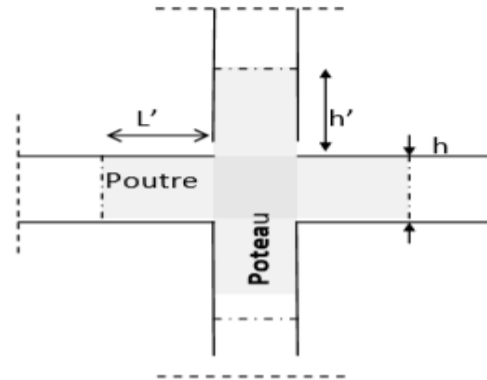
- ✓ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot St}{h_l \cdot f_e}$$

Où : V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).

$f_e = 400 \text{ MPa}$.



St : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique λ_g ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

5) **Diamètre des armatures transversales** : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$. Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

6) **Espacement des armatures transversales** : Selon le RPA 99/Version 2003

Avec : $\phi^{min} = 14 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Dans la zone nodale : $St \leq \min(10\phi^{min} ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow St = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $St \leq 15\phi^{min} = 21 \text{ cm} \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$

7) **Détermination de « λ_g » et de « ρ_a » :**

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$; où :

Pour $h = 4.08 \text{ m}$ on a : $I_f = 0.7l_o = 0.7(4.08 - 0.3) = 2.646 \text{ m}$

Pour $h = 3.06 \text{ m}$ on a : $I_f = 0.7l_o = 0.7(3.06 - 0.3) = 1.932 \text{ m}$

$\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$
 $\rho_a = 3.75$ dans le cas contraire

	Section (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	ρ_a
Entre sol et RDC	0.5x0.5	5.292	2.5
1^{er} étage	0.5x0.5	3.864	3.75
2 au 8^{ème} étages	0.45x0.45	4.29	3.75
	0.4x0.4	4.83	3.75
	0.35 x 0.35	5.52	2.5

Tableau V-1..e : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

8) Détermination de la section minimale des armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{t\min} = 0.3 \% St \times a$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{t\min} = 0.8 \% St \times a$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

	Section	λ_g	$A_{t\min}$ [cm ²]	
Entre-sol et RDC	50x50	5.292	Zone nodale $St = 10\text{ cm}$	1,5
			Zone courante $St = 15\text{ cm}$	2.25
1^{er} étage	50x50	3.864	Zone nodale $St = 10\text{ cm} :$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	2.92
			Zone courante $St = 15\text{cm}$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	4.38
2au 8^{ème} étages	45x45	4.29	Zone nodale $St = 10\text{ cm}$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	2.148
			Zone courante $St = 15\text{ cm}$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	3.223
	40x40	4.83	Zone nodale $St = 10\text{ cm}$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	2.055
			Zone courante $St = 15\text{cm}$ $0.3\%St \times a$ $0.8 \% St \times a$	2.055
	35x35	5.52	Zone nodale $St = 10\text{ cm}$	1.05
			Zone courante $St = 15\text{cm}$	1.575

9) Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

Tu : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c

- Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte admissible dans le béton :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq \frac{l_f}{h} \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g: \text{L'élancement géométrique du poteaux}$$

Poteau	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
50x50	96.41	50	47	5.292	0.075	0.4	1.875	CV
45x45	87.14	45	42	3.864	0.04	0.45	1	CV
40x40	62.52	40	37	4.29	0.04	0.41	1	CV
35x35	30.12	35	32	4.83	0.04	0.26	1	CV

Tableau VI-1.g : vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

-VI-1. e. Vérification à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185}. \text{ Où } e_s = \frac{M_s}{N_s}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	e _s M _u /N _s	A _{min} (Cm ²)	A _{adopter}	OBS
ZONE I 50X50	N _{max} _M _{corr}	-1257.75	7.751	0.0053	6.98	24.62	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-38.77	-2.8	0.072	7.01		Cv
	N _{corr} _M _{max}	-642.93	-49.644	0.077	7.02		Cv
ZONE II 45X45	N _{max} _M _{corr}	-912.12	15.826	0.017	5.62	20.10	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-166.53	1.486	0.0089	5.61		Cv
	N _{corr} _M _{max}	-370.98	-49.21	0.13	5.67		Cv
ZONE III 40X40	N _{max} _M _{corr}	-508.72	13.865	0.027	4.40	15.40	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-11.5	2.345	0.2	4.47		Cv
	N _{corr} _M _{max}	-63.16	-48.158	0.70	4.69		Cv
ZONE IV 35X35	N _{max} _M _{corr}	26.41	21.13	0.8	4.61	11.30	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-21.54	15.219	0.71	4.62		Cv
	N _{corr} _M _{max}	18.41	-31.075	1.68	5.28		Cv

Tableau VI-1. h. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens.

2) Vérification des contraintes :

- **Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]σ_{bc} < σ̄_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 MPa.**

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	$\sigma_{b\ sup}$ MPa	$\sigma_{b\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	-1257.75	7.751	4.91	4.44	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-38.77	-2.8	0.04	0.21	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-642.93	-49.644	0.55	3.58	15	Cv
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-912.12	15.826	4.32	2.96	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-166.53	1.486	0.73	0.6	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-370.98	-49.21	0	3.66	15	Cv
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	-508.72	13.865	3.34	1.69	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-11.5	2.345	0.21	0	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-63.16	-48.158	0	3.8	15	Cv
ZONE IV	N _{max} _M _{corr}	26.41	21.13	2.56	0	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-21.54	15.219	1.86	0	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	18.41	-31.075	0	3.65	15	Cv

Tableau VI-1.i. Vérification de la contrainte du béton.

• **Contrainte de l'acier :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	$\sigma_{b\ sup}$ MPa	$\sigma_{b\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	-1457.75	7.751	73.2	67	348	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-38.77	-2.8	0.74	2.99	348	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-642.93	-49.644	10.9	50.9	348	Cv
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-912.12	15.826	61.8	44.9	348	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-166.53	1.486	10.5	8.94	348	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-370.98	-49.21	-6.69	48.6	348	Cv
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	-508.72	13.865	48.2	27.2	348	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-11.5	2.345	2.81	-1.83	348	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-63.16	-48.158	-82.4	45.8	348	Cv
ZONE IV	N _{max} _M _{corr}	26.41	21.13	29.4	-58.2	348	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-21.54	15.219	21.5	-40.9	348	Cv
	N _{corr} _M _{max}	18.41	-31.075	-94	40.8	348	Cv

Tableau VI-1. J. Vérification de la contrainte du béton.

VI-1. f. Conclusion :

Les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

<i>Niveaux</i>	<i>Section [cm²]</i>	<i>A_{adoptée}</i>	
		<i>A_{long} [cm²]</i>	<i>A_{trans} [cm²]</i>
<i>Entre-sol, RDC, 1^{er} étage</i>	50 × 50	4HA20 + 6HA16 = 24.62	4HA8=2.01
<i>Du 2^{eme} au 4^{eme} étage</i>	45 × 45	10HA16 = 20.10	4HA8=2.01
<i>Du 5^{eme} au 8^{eme} étage</i>	40 × 40	10HA14 = 15.40	4HA8=2.01
<i>Salle machine</i>	35 × 35	10 HA12 = 11.30	4HA8=2.01

VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables obtenus après la modélisation par le logiciel ETABS.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables et les vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Qà l'ELU.
- G+Q.....à l'ELS.
- G+Q± E.....RPA 99 version 2003.
- 0,8G ± E.....RPA 99version 2003.

VI.2.1. Recommandation du RPA version 2003 :

a). Les 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 tout section du béton.

Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4%

En zone de recouvrement : 6%

⇒ **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

⇒ **En zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

-La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa .

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b). Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \implies \text{en zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \implies \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

\emptyset : 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.

VI.1.2. Etapes de calcul à l'ELU :

- **Calcul du moment réduit :**

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

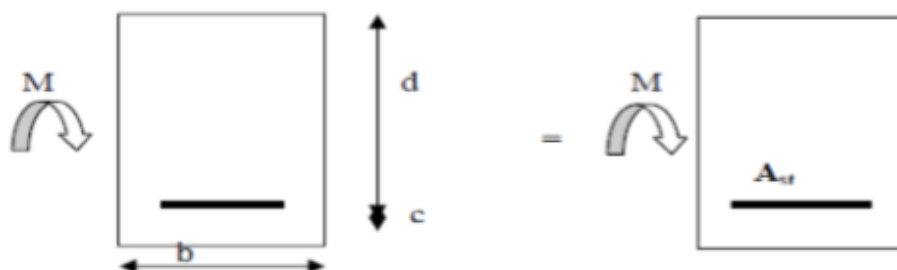
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

Pour FeE400

Si : $\mu \leq \mu_l \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

Si : $\mu \geq \mu_l \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

1er cas : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus $\rightarrow A_{sc} = 0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \rightarrow$ Cas générale

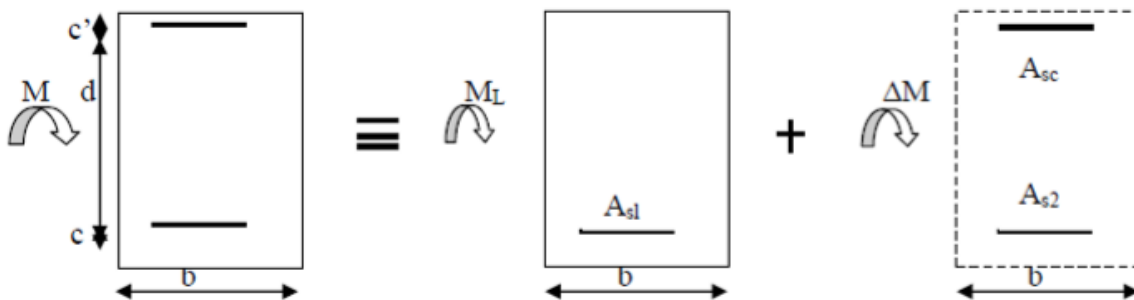
$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Cas accidentelle

$f_e = 400 \text{ MPa}$ A_{st} : section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta L \times d} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b (MPa)	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.47	1	400	400

- **Les efforts internes dans les poutres :**

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont :

- ❖ **Les poutres principales :**

$$\begin{array}{l} \text{Moments :} \\ \text{Aux appuis=} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée} = 59,618 \text{KN} \cdot \text{m} \\ -97,254 \text{KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{Efforts tranchants :} \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée} = 129,85 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Aux appuis} = -126,98 \text{KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

- ❖ **Poutres secondaires :**

$$\begin{array}{l} \text{Moments :} \\ \text{Aux appuis=} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée} = 41,65 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ -70,911 \text{KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{Efforts tranchants :} \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée} = 56,71 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Aux appuis} : -74,77 \text{KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

VI.2.3. Ferraillage :

a). Poutre principale :

- **En travées :**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,618 \times 10^3}{30 \times 42,5^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{59,618 \times 10^3}{0,959 \times 42,5 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97,254 \times 10^3}{30 \times 42,5^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0,932$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{97,254 \times 10^3}{0,932 \times 42,5 \times 348} = 7,05 \text{ cm}^2.$$

b). Poutre secondaires :

• **En travées:**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,65 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A.}$$

$$\implies \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,65 \times 10^3}{0,964 \times 37,5 \times 348} = 3,31 \text{ cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70,911 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,118 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A.}$$

$$\implies \beta = 0,937$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70,911 \times 10^3}{0,937 \times 37,5 \times 348} = 5,79 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ferraillage des poutres principales :**

	M (KN.m)	μ	obs	β	A_{st}	ferraillage	A adopté (cm ²)
En travées	59,618	0,077	SSA	0,959	4,20	3HA16	6,03
Aux appuis	97,254	0,126	SSA	0,932	7,05	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10,65

Tableau VI.2 .1 : ferraillage des poutres principales

✓ **Ferraillage des poutres secondaires :**

	M (KN.m)	μ	obs	β	A_{st}	ferraillage	A adopté (cm ²)
En travées	41,65	0,069	SSA	0,964	3,31	3HA14	4,62
Aux appuis	70,911	0,118	SSA	0,937	5,79	3HA14+ 3HA12	8,01

Tableau VI.2.2. : Ferraillage des poutres secondaires

VI.2.4. Vérification a l'ELU :

a). La condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,53 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

D'où la condition de non fragilité vérifiée.

b). Vérification aux cisaillements : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\tau_u : \min \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} = \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Poutre principales	Poutres secondaires
$T_u \times 10^3 \text{ (N)}$	129,85	74,77
b (mm)	300	300
d (mm)	425	375
$\tau_u \text{ (MPa)}$	1,01	0,66
$\overline{\tau_u} \text{ (MPa)}$	3,33	3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.2.3 : vérification au cisaillement

c). Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton :(Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)**

$$T_u^{\max} \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- ✓ Poutres principales : $T_u = 129,85 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0,425 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 765 \text{ KN}$
- ✓ Poutres secondaires : $T_u = 74,77 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0,375 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675 \text{ KN}$

- **Influence des aciers : (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $Tu - \frac{Mu}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un effort égale à : $(Tu - \frac{Mu}{0.9d})$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{Mu}{0.9d})$

✓ Poutres principales : $129,85 - \frac{97,254}{0.9 \times 0.425} = -126,4 < 0$

✓ Poutres secondaires : $74,77 - \frac{70,911}{0.9 \times 0.375} = -135,33 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d). Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés 99, CBA93) :

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

Avec : $\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9d\Sigma U_i}$

$\tau_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

U_i : le périmètre des barres

- Poutres principales : $\Sigma U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 16 = 150,72 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{129,85 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 150,72} = 2,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- Poutre secondaire : $\Sigma U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{74,77 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 131,88} = 1,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

e). Calcul de la longueur d'encrage : (art A.6.1.23/BAEL 91)

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les HA12 ; $l_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour les HA14 ; $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA16 ; $l_s = 56,43 \text{ cm}$

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA16 ; $L_a = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_a = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ) en Zone II a)

Pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1,6 = 60 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

f). Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right)$$

✓ **Poutre principales (45×30) :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1,6\right) = 1,2 \text{ cm}$$

✓ **Poutre secondaire (40×30) :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1,4\right) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

G). Espacements des barres : (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right)$$

✓ Poutre principale de (45x30) : $S_t = 11,25 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Poutre secondaire de (40x30) : $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2}$$

- ✓ Poutre principale de (45x30) : $S_t=22,5$ cm Soit $S_t = 15$ cm
- ✓ Poutre secondaire de (40x30) : $S_t=20$ cm Soit $S_t = 15$ cm

Selon l’RPA 99 : la section d’armatures transversale doit vérifier :

✓ Poutre principale

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ Poutre secondaire

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$$

h). Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right) = 75\text{cm}$$

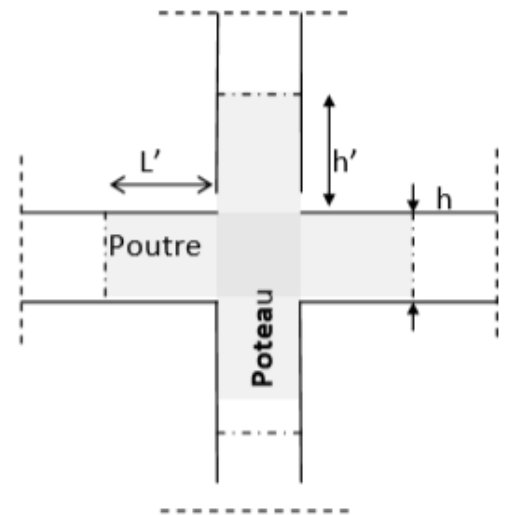
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$ *Zone nodale*



VI.2.5. Vérification à l’ELS :

a). Condition de non fragilité du béton de la section minimale : BAEL (Art A.4.2.1)

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec : $A_{min} \geq \frac{0,23bdft_{28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
P.P	En travée	6,03	1,53	C.V.
	Aux appuis	10,65	1,53	C.V.
P.S	En travée	4,62	1,35	C.V.
	Aux appuis	8,01	1,35	C.V.

Tableau VI.1..4 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b). Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

c). Etat limite de déformation du béton en compression (la flèche) : BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens

• **Poutres principales :**

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &= \frac{l}{500} = \frac{4,80}{500} = 0,0096 \text{ m} \\ f_{\text{étabs}} &= 0,0046 \end{aligned} \right\} f_{\text{étabs}} = 0,0046 \text{ m} < \bar{f} = 0,0096 \text{ m} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **Poutres secondaires :**

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &= \frac{l}{500} = \frac{4,35}{500} = 0,0087 \text{ m} \\ f_{\text{étabs}} &= 0,0046 \text{ m} \end{aligned} \right\} f_{\text{étabs}} = 0,0046 \text{ m} < \bar{f} = 0,0087 \text{ m} \Rightarrow \text{C.V}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

d). Vérification des contraintes :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad -$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \quad \Rightarrow \left\{ K_1 ; \beta_1 \right\} \quad \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} .$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à ELS	ρ	β_1	K1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	obs
P.P	travée	42,417	0,472	0,896	33,08	6,03	42,5	184,72	348	C.V.	5,58	15	C.V.
	appuis	-70,452	0,835	0,869	23,17	10,65	42,5	179,11	348	C.V.	7,73	15	C.V.
p.s	travée	30,043	0,410	0,901	35,50	4,62	37,5	192,46	348	C.V.	5,42	15	C.V.
	appuis	-51,16	0,536	0,890	30,45	8,01	37,5	191,37	348	C.V.	6,28	15	C.V.

Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes à L'ELS.

VI.1-6 Schéma de ferraillage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

- **En travée :**

Armatures longitudinales : 3HA16

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

VI.3- Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

➤ *Combinaison d'action :*

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0.8 G \pm E} \text{ (poids)} \end{array} \right.$$

Selon le (BAEL 91modifiée 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1.35G+1.5 Q} \\ \mathbf{G + Q} \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

- **Zone I** : Entre Sol au 1^{er} étage.
- **Zone II** : 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- **Zone III** : 5^{ème} au 8^{ème} étage.
- **Zone IV** : salle machine

VI.3.a) Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.b) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$: Bras de levier

➤ Le calcul se fera pour des bandes de largeur « d » tel-que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right) \text{ (Art.7.7.4. RPA99)}$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : ($L_C = L_{voile} - L_t$)

$$L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Donc ; $L_t = L_{voile} - L_C$.

L_t : la longueur de la zone tendue.

. Détermination des armatures :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

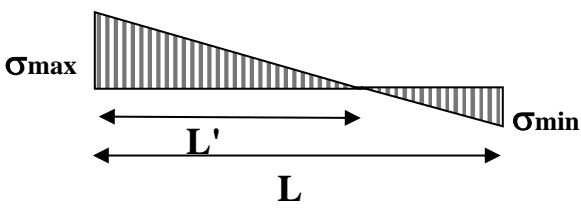
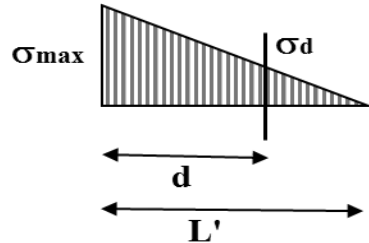
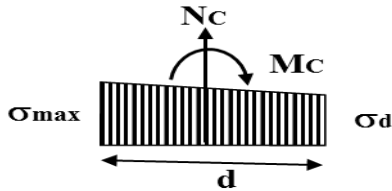
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section partiellement comprimée (**SPC**) .
- Section entièrement tendue (**SET**).

Remarque :

- ❖ σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (**S.E.T**).
- ❖ σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (**S.E.C**).
- ❖ σ_{max} et σ_{min} : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (**S.P.C**)

Pour notre cas : d'après les données du logiciel **ETABS**, σ_{max} et σ_{min} sont des signes contraires donc on a une section partiellement comprimée (**SPC**).

❖ Armature verticale :

Type de sollicitation	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimés PC.</p> 
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_1 = \left(\frac{L'-d}{L'}\right) \sigma_{max}$ 
Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
Calcul du ferrailage	$\gamma_s = 1$ γ_s : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle) $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ σ_s : Contrainte de calcul des acier $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ A_s : Section des armatures
Armatures minimales	$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ 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

$$\underline{\text{BEAL 91}} : A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\underline{\text{RPA 2003}} : A_h \geq 0.15\% B$$

❖ 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 :

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 : $V=1,4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ 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 :a. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

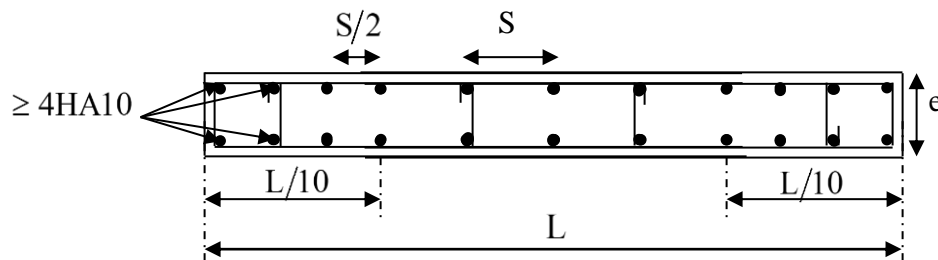
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. 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.

c. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VI.3.c) Vérifications :****1. 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 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$

2. Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

VI.3.d) Calcul de ferrailage :

Les résultats des calculs des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- d. **Groupe I** : (VL1, VL2, VL6, VL7) = 1m
- e. **Groupe II** : (VT1, VT2, VT5, VT6) = 2.5m
- f. **Groupe III** : (VT3, VT4) = 2m
- g. **Groupe IV** : (VL3) = 2m

1. Ferrailage des voiles du groupe I = 1m

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	H poutre(m)	0.45	0.45	0.45
	Hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.2	0.2	0.2
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.63	2.61	2.61
Sollicitations de calcul	T(kN)	197.660	145.120	113.250
	N _{ser} (kN)	406.75	290.70	180.33
	Vu (kN)	276.724	203.168	158.550
	σ _{max} (kN/m ²)	7273.810	2753.540	1979.810
	σ _{min} (kN/m ²)	3952.950	547.280	959.110
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.65	0.83	0.67
	L _t	0.35	0.17	0.33
	d	0.23	0.11	0.22
	σ ₁	5600.830	2450.650	1544.250
	N ₁	219.73	32.97	55.07
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	5.49	0.82	1.38
	A _{vj} (cm ²)	7.61	5.59	4.36
	A' _{v1} /2nappe	7.40	2.22	2.47
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2.41	1.16	2.31

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9.23	2.26	4.52
	Choix de A (cm ²)		6HA14	2HA12	4HA12
	St ^{max}		30	30	30
	Espacement st		10	10	10
Armatures horizontales	AH /2nappe (cm ²)		3.00	3.00	3.00
	AH adopté (cm ²)		10.99	7.85	7.85
	Choix de la section		14HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\tau_b < 5MPa$	τ_b	3.210	1.814	1.760
	3,26 MPa	τ_u	2.290	1.760	1.310
	$\sigma_{bc} < 15 MPa$	σ_{bc}	3.950	2.310	1.840

Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles de groupe I (1m)

2. Ferrailage des voiles du groupe II = 2.5 m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)		0.40	0.40
Hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
L (m)		2.50	2.50	2.50
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m ²)		0.5	0.5	0.5
He		4.080	3.060	3.060
h		3.68	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)	384.250	264.400	186.580
	N _{ser} (kN)	965.40	709.17	733.58
	Vu (kN)	537.950	370.160	261.212
	σ_{max} (kN/m ²)	7430.450	2557.490	2271.540
	σ_{min} (kN/m ²)	4129.670	520.230	1117.350
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lc		1.61	2.08

Armatures verticales	Lt		0.89	0.42	0.82
	d		0.59	0.28	0.54
	σ_1		5676.860	2271.050	1780.880
	N ₁		578.58	78.15	156.50
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		14.46	1.95	3.91
	A _{vj} (cm ²)		14.79	10.18	7.18
	A'v1/2nappe		18.16	4.50	5.71
Armatures minimales	A _{min} /bande/2nappe (cm ²)		6.20	2.94	5.67
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		20.09	9.24	11.3
	Choix de A (cm ²)		10HA16	6HA14	10 HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /2nappe (cm ²)		7.50	7.50	7.50
	AH adopté (cm ²)		10.99	7.85	7.85
	Choix de la section		14HA10	10HA10	10HA10
Armatures transverses	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vésication des constructions	$\tau_b < 5MPa$	τ_b	2.510	1.390	1.070
	3,26 MPa	τ_u	1.790	0.993	0.770
	$\sigma_{bc} < 15 MPa$	σ_{bc}	3.760	2.340	2.960

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles de groupe II (2.5m)

3. Ferraillage des voiles du groupe III = 2m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	H poutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
Hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06	4.08
L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
He	4.080	3.060	3.060	3.060	4.080
h	3.68	2.66	2.66	2.66	3.68
Sollicitations de calcul	T(kN)	20.140	21.030	144.170	47.460
	N _{ser} (kN)	1006.10	739.08	475.50	112.01
	Vu (kN)	28.196	29.442	201.838	66.444
	σ_{max} (kN/m ²)	7828.580	6410.930	564.270	3150.430
	σ_{min} (kN/m ²)	4052.240	3234.490	2434.710	2135.920
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	Lc	1.32	1.33	0.38	1.19
	Lt	0.68	0.67	1.62	0.81
	d	0.45	0.45	1.08	0.54
	σ_1	6067.150	4968.480	259.560	2299.810
	N ₁	455.37	369.13	290.98	239.52
	Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	11.38	9.23	7.27
A _{vj} (cm ²)		0.78	0.81	5.55	1.83
A'v1/bande/2nappe		11.58	9.43	8.66	6.44
Armatures minimales	A _{min} /bande/2nappe (cm ²)	4.73	4.73	11.34	5.67
Ar Ferraillage adopté pour les mat armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	12.31	12.31	20.35	11.31
	Choix de A (cm ²)	8HA14	8HA14	10HA12	10HA12
	Stmax	30	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15	10
Ar	AH /nappe (cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00

	AH adopté (cm ²)		10.99	8.635	8.635	10.99
	Choix de la section		14HA10	10HA10	10HA10	10HA10
Armatures	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vésication des constructions	$\tau_b < 5MPa$	τ_b	0.160	0.160	4.030	0.420
	3,26 MPa	τ_u	0.110	0.110	2.880	0.300
	$\sigma_{bc} < 15 MPa$	σ_{bc}	4.720	3.610	8.370	0.640

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles de groupe III (2m)



CHAPITRE VII

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante existante sur des faibles profondeurs, on distingue, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, on cite les pieux et les puits.
- ❖ **Etude géotechnique du sol** :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.
- ❖ **Choix du type de fondation** :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII .2. Dimensionnement :

1). Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer unique ment l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Avec : σ_{sol} : contrainte admissible du sol

N_s : effort normal A l'ELS

A : longueur de la semelle

B : largeur de la semelle

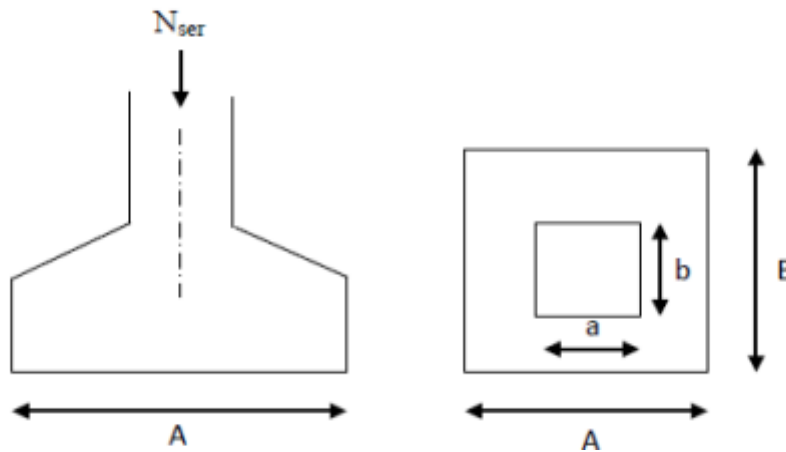


Fig VII.1 : schéma de la semelle isolée.

• **Homothétie des semelles :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{50}{50} = 1 \text{ D'où } A = B$$

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_s} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_s = 1592,39 \\ \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$A=B= 2,82 \text{ m}$$

$$\text{On a la section des semelles sous poteau est } S = n.B^2 = 34. (2,82)^2 = 270,38\text{m}^2$$

Avec (n) : nombre de poteau

La section totale de notre bâtisse à la base est : $s_t = 328,455\text{m}^2$

Donc : $S = 270,38 \text{ m}^2 > 50\% S_t = 164,22\text{m}^2$.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il ya lieu d'opter pour des semelles filantes.

2). Semelles continues :

a). Semelles continues sous voile :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle,

L : longueur du voile,

G et Q : charge et surcharge à la base du voile,

σ_{Sol} : contrainte admissible du sol.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

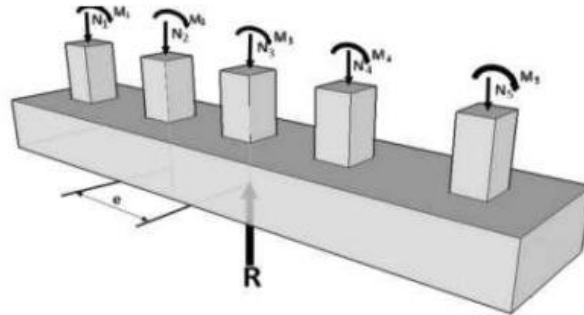
Voiles	Ni (KN)	σ_{sol} (MPa)	L (m)	B(m)	S(m ²)
VL1	355	200	1	1,77	1,77
VL2	363,14	200	1	1,81	1,83
VL3	921,73	200	2	2,30	4,6
VL6	405,01	200	1	2,02	2,02
VL7	406,75	200	1	2,03	2,03
VT1	965,4	200	2,5	1,93	4,82
VT2	919,46	200	2,5	1,83	4,57
VT3	1006,1	200	2	2,51	5,02
VT4	965,54	200	2	2,41	4,82
VT5	964,68	200	2,5	1,92	4,8
VT6	916,86	200	2,5	1,83	4,57

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous voiles

Soit une section totale $S_v = 40,85\text{m}^2$

b). Semelles continues sous poteaux :

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 leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etapes de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \end{cases}$$

Application :

❖ **Déterminer la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique 4)

Files	N_i (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i.e_i$ (KN.m)
1	582,36	-6,664	-9,675	-5634,33
2	1129,16	-1,521	-6,675	-7537,14
3	1424,02	-7,607	-1,875	-2670,03
4	646,82	10,643	-1,475	-954,05
5	918,57	-13,313	1,475	1354,89
6	1457,75	7,751	1,875	2733,28
7	1133,21	1,241	6,675	7564,17
8	581,93	6,36	9,675	5630,17
Somme	7873,82	-3,11	/	486,96

Tableau VII.2. Surfaces des semelles filantes sous les voiles.

❖ **Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R} = \frac{486,96 + (-3,11)}{7873,82} = 0,06\text{m}$$

❖ **Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$e = 0,06 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25,35}{6} = 4,22\text{m} \rightarrow$ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous les semelles.

❖ **Calcul des contraintes :**

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7873,82}{25,35} \left(1 - \frac{6(0,06)}{25,35}\right) = 306,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7873,82}{25,35} \left(1 + \frac{6(0,06)}{25,35}\right) = 314,94 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7873,82}{25,35} \left(1 + \frac{3(0,06)}{25,35}\right) = 312,77 \text{ KN/ml}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{\frac{l}{4}}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{312,77}{200} = 1,56 \text{ m}^2.$$

On aura donc, $S = 1,56 \times 15,40 = 24,024m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 24,024 \times 8 = 192,2m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 192,024 + 40,85 = 232,87m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 25,35 \times 12,60 + 3,35 \times 2,7 = 328,455m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{232,87}{328,455} = 0,70 > 50\% \cdot S_{st}$$

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 84% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

VII.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition forfaitaire :

❖ Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \rightarrow 60cm \leq h \leq 96cm$$

Avec :

h : épaisseur de radier

L_{max} : la distance maximale entre axe de deux nervures successives dans les sens considérée.

On prend : $h_n=90\text{cm}$

❖ Sous les poteaux :

✓ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{soit } h_d = 40 \text{ cm}$$

✓ La nervure :

- *La hauteur de la nervure*

La nervure du radier est déterminée à l'aide des deux conditions suivantes:

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

- *condition de longueur d'élasticité :*

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{max}^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec:

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} & \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} & \rightarrow \text{très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40\text{MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E : module de déformation longitudinale déferée $E=3700.3\sqrt{f_{c28}}=10818.865$ MPa

L_{max} : Portée maximale

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4,8\right)^4 \cdot \frac{3,40}{10818,865}} = 0,98\text{m}$$

On prend : **$h=1\text{m}$**

• **Largueur de nervure (b_n) :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

soit $b_n = 55\text{cm}$.

❖ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{40} \rightarrow \frac{480}{50} \leq ht \leq \frac{480}{40} \rightarrow 9,6 \leq ht \leq 12$$

Soit : $h_t = 12\text{cm}$.

Conclusion :

$h_n = 100\text{cm}$ hauteur de la nervure

$h_d = 40\text{cm}$ hauteur de la dalle

$b_n = 55\text{cm}$ Largeur de la nervure

$h_t = 12\text{cm}$ hauteur de la dalle flottante

VII.3.2. Détermination de la surface nécessaire au radier :

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente de la structure : $G = 30187,31$ KN.

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 6150,95$ KN.

1. Combinaison d'action :

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 49979,29 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$N_s = G + Q = 36338,26 \text{ KN}$$

2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **ELU :**

$$S_{radier} \geq \frac{Nu}{1,33.\sigma_{sol}} = \frac{49979,29}{1,33.200} = 187,89\text{m}^2$$

✓ **ELS :**

$$S_{radier} \geq \frac{Ns}{1,33.\sigma_{sol}} = \frac{36338,26}{1,33.200} = 136,61\text{m}^2$$

$$S_{bat}=328,455\text{m}^2 > S_{rad} = \max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 187,89\text{m}^2$$

Conclusion :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{déb} = 50\text{cm}$.

Avec :

$L_{déb}$: débord

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{débord} = 40,65 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 328,455 + 40,65 = 369,105\text{m}^2$

VII.3.3. Détermination des efforts à la base du radier :

1). Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 30187,31\text{KN}$ (Tiré à partir du logiciel ETABS)

▪ Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de remblai (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 369,105 \times 0,4 \times 25 = 3691,05 \text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 3691,05\text{KN}$$

• **Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = [b \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m) \times \rho_b] = (0,55 \times (1 - 0,4) \times (25,35 \times 6 + 15,30 \times 8)) \times 25$$

$$P_{ner} = 2264,625 \text{KN}$$

• **Poids de T.V.O:**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d)] \times P_{tvo}$$

$$S_{nerv} = \frac{2264,625}{0,55 \times 25} = 164,7 \text{m}^2$$

$$P_{T.V.O} = 369,105 - 164,7 \times (1 - 0,4) \times 17 = 2084,93$$

$$P_{T.V.O} = 2084,93 \text{KN}$$

▪ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b = 369,105 \times 0,1 \times 25 = 922,76 \text{KN} \quad (e = 10 \text{cm})$$

$$P_{df} = 922,76 \text{KN}$$

▪ **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 3691,05 + 2264,625 + 2084,93 + 922,76 = 8963,365 \text{KN}.$$

2). charges d'exploitation :

✓ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 8963,365 + 30187,31 = 39150,675 \text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 369,105 \times 3,5 + 6150,95 = 7442,81 \text{KN}$$

✓ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 39150,675 + 1,5 \times 7442,81 = 64017,626 \text{KN}$$

$$N_s = 39150,675 + 7442,81 \text{KN} = 46593,485 \text{KN}$$

VII.4. Vérifications :

a). Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 Art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \left\{ \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

Avec : $b = 100\text{cm}$;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36\text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{s_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = = \frac{64017,626 \times 1}{369,105} \times \frac{4,80}{2} = 416,25$$

$$\tau_u = \frac{416,25 \times 10^3}{360 \times 1000} = 1,15\text{MPa}$$

$\tau_u = 1,15 < \tau = 2,5 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b). Vérification de la stabilité du radier :

✓ *Calcul du centre de gravité du radier :*

$$X_G = \frac{Lx}{2} = \frac{25,35}{2} = 12,675 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{Ly}{2} = \frac{15,30}{2} = 7,65 \text{ m}$$

✓ *Moment d'inertie du radier :*

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,35 \times 12,60^3}{12} + \frac{3,35 \times 2,7^3}{12} = 4231,38 \text{ m}^4.$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = \frac{25,35^3 \times 12,60}{12} + \frac{3,35^3 \times 2,7}{12} = 17113,46 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste, à la 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 de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

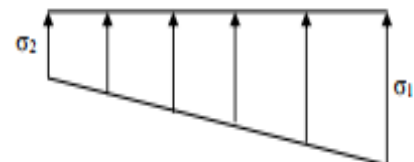
h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Fig VII.2 : diagramme des contraintes

On doit vérifier que :



- **A L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

- **A L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Calcul les moments de renversement :**

$$M_X-X = 42514,276 + (1943,95 \times 1) = 44458,226 \text{KN.m}$$

$$M_Y-Y = 42955,718 + (1941,44 \times 1) = 44897,158 \text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_{yy}} \times V = \frac{64017,626}{369,105} \pm \frac{44458,226}{17113,46} \times 12,675$$

$$\sigma_1 = 206,36 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 140,51 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 189,89 \text{KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

- **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{Ns}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_{yy}} \times V = \frac{46593,485}{369,105} \pm \frac{44458,226}{17113,46} \times 12,675$$

$$\sigma_1 = 159,16 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 93,30 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 142,69 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

➤ **Sens transversal :**

• **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64017,626}{369,105} \pm \frac{44897,158}{4231,38} \times 7,65$$

$$\sigma_1 = 254,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 92,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 214,02 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

• **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46593,485}{369,105} \pm \frac{44897,158}{4231,38} \times 7,65$$

$$\sigma_1 = 207,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 45,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 166,81 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

C) .Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec: α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

P : poids totale du bâtiment à la base du radier .

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$),

$$P = 8963,365 \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 369,105 \times 10 \times 1 = 5536,575 \rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

VII.5.Ferraillage du radier :

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VII.5.1. Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

- **1er Cas :** Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{Lx^2}{8} ; M_{0y} = 0$$

▪ **2^{eme} Cas** : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée Lx : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot Lx^2$

Dans le sens de la grande portée Ly : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec : $\alpha = \frac{Lx}{Ly}$ avec : ($Lx < Ly$).

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.5.1.1. Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,35-0,5}{4,80-0,5} = 0,89Lx = 4,35$$

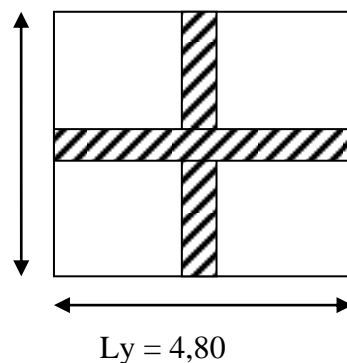


Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.

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

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

• **A'ELU :**

$$\sigma_m^{max} = \max (\sigma_{u1} ; \sigma_2) = \max (189,89 ; 214,02) = 214,02 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = 214,02 - \frac{8963,365}{369,105} = 189,73 \text{ KN/m}^2$$

- **A L'ELS :**

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_{s1}; \sigma_{s2}) = \max(142,69; 166,81) = 166,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = 166,81 - \frac{8963,365}{369,105} = 142,52 \text{ KN/m}^2.$$

VII.5.1.2. Calcul à L'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$q_u = 189,73 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \left. \begin{array}{l} v = 0 \\ \rho = 0,89 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{array}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0458 \times 189,73 \times 4,35^2 = 164,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,778 \times 164,42 = 127,91 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis de rive et (0,30) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

Moments sur appuis intermédiaire :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 164,73 = 82,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 127,91 = 63,95 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis de rive :

$$M_{a-x} = 0,3 \times 164,73 = 49,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,3 \times 127,91 = 38,37 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{t-x} = 0,75 \times 164,73 = 123,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times 127,91 = 95,93 \text{ KN.m}$$

VII.5.1.3.ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.fbc}; \quad Aa = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_{st}}; \quad \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec : b=100 cm ; h=40 cm ; d=36cm

Sens	zone	Mu(KN.m)	μ	β	obs	A(cm ²)	ferraillage	A _{adopté}	S _t
X-X	Appuis	82,36	0,044	0,978	S.S.A	6,72	6HA14	9,24	16
	travée	123,54	0,067	0,965	S.S.A	10,21	6HA16	12,06	16
Y-Y	Appuis	63,95	0,034	0,983	S.S.A	5,19	6HA14	9,24	16
	Travée	95,93	0,052	0,973	S.S.A	7,86	6HA16	12,06	16

Tableau VII-3 : Ferraillage du radier

Les armatures en travées constituent le lit supérieur et les armatures aux appuis constituent le lit inférieur.

VII.5.1.4. Vérification à L'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_0 . b . h . \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$; avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour HAFeE400

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,90}{2} \right) = 3,36 \text{ cm}^2.$$

Avec : δ_0 : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

- Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_a^x = 6,72 \text{ cm}^2 \\ A_a^y = 5,19 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{conditions vérifiées.}$$

- En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_t^x = 10,21 \text{ cm}^2 \\ A_t^y = 7,86 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{conditions vérifiées.}$$

✓ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X : $St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow st = \min (120\text{cm} ; 33\text{cm}) \rightarrow st = 16\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{C.V.}$

Sens Y-Y : $St \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \rightarrow st = \min (160\text{cm} ; 45\text{cm}) \rightarrow st = 16\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{C.V.}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15.f_c28}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\text{Avec : } Vu^{\max} = \frac{qu.Ly}{2} = \frac{189,73 \times 4,80}{2} = 455,35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{455,35 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,26 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15.f_c28}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,26 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{C. V.}$$

VII.5.1.5. Calcul et vérification à L'ELS :

✓ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$q_s = 142,52 \text{ KN/m}^2 ; \rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0458 \times 142,52 \times 4,35^2 = 130,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,778 \times 130,79 = 101,75 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis de rive et (0,30) aux appuis intermédiaires et de (0,75) en travée.

Moments sur appuis intermédiaire :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 130,79 = 65,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 101,75 = 50,875 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis de rive :

$$M_{a-x} = 0,3 \times 130,79 = 39,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.3 \times 101,75 = 30,52 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{t-x} = 0.75 \times 130,79 = 98,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 101,31 = 76,31 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier) :**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = s = 348 \text{ MPa}$$

sens	zone	As(cm ²)	Ms	ρ	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_t$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	9,24	65,39	0,25	0,920	47,70	213,67	348	4,47	15	C.V
	Travée	12,06	50,875	0,33	0,910	40,56	128,76	348	3,17	15	C.V
Y-Y	Appuis	9,24	98,09	0,25	0,920	47,70	320,52	348	6,71	15	C.V
	Travée	12,06	76,31	0,33	0,910	40,56	193,14	348	4,76	15	C.V

Tableau VII.4. Vérification des contraintes à L'ELS.

Remarque : pour faciliter les travaux de ferrailage et pour des raisons économiques il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastré dans le radier de longueur L= 50cm soumise à une charge uniformément répartie

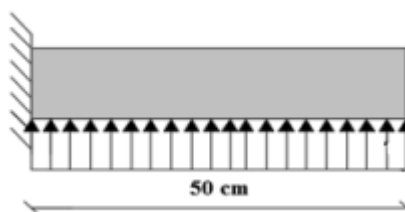


Fig VII.4. Schéma statique du débord.

A L'ELU : $q_u = 189,73 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-189,73 \times 0,5^2}{2} = -23,71 \text{ KN.m}$$

A L'ELS : $q_s = 142,52 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-142,52 \times 0,5^2}{2} = -17,81 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures :**

• **Armatures principales :**

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,71 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,71 \times 10^3}{0,994 \times 36 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$ avec : $St = 15 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à L'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 12,06 > A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$$

Donc on adopte : $6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à L'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 36} = 0,125$$

$$\rho_1 = 0,125 \rightarrow \beta = 0,941 \rightarrow \alpha = 0,177$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,177}{15(1-0,177)} = 0,014 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17,81 \times 10^3}{0,941 \times 36 \times 4,52} = 116,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,014 \times 116,31 = 1,62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 116,31 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V.}$$

VII.5.3. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront 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 et 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.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- Cas de chargement trapézoïdal :

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$

- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$

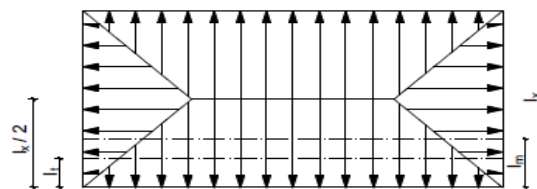


Figure VII.5: Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié :

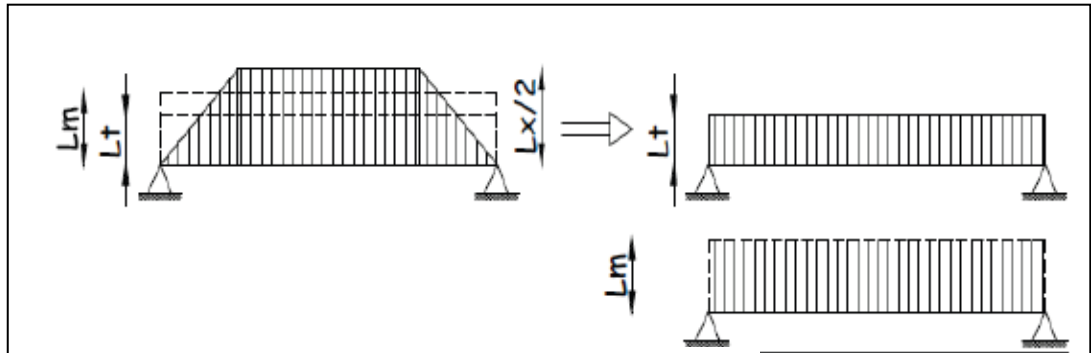


Figure VII.6: Présentation du chargement simplifié.

- Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

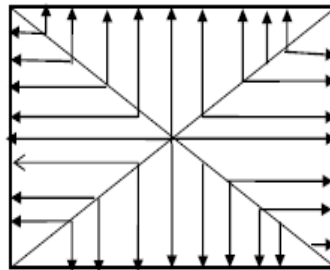


Figure VI.7: Répartition triangulaire.

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot l_m$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

- *Pour les efforts tranchants :*

$$Q_u = q_u \cdot l_t$$

$$Q_s = q_s \cdot l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Détermination des charges :

$$\mathbf{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{\text{Gradie}}{\text{Sradie}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} = 214,02 - \frac{8963,365}{369,105} - \frac{2264,625}{164,7} = 175,98 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{L'ELS : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{\text{Gradie}}{\text{Sradie}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} = 189,73 - \frac{8963,365}{369,105} - \frac{2264,625}{164,7} = 151,69 \text{ KN/ml}$$

Sens longitudinal : nervure (file 4)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan neau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	Qs	Qu.m	somme Qum	Qsm	sommeQsm	Qut	sommeQut	Qst	sommeQst
a-b	1	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	175.98 6	151.69 6	175.81	327.35	151.54	259.91	131.99	245.76	113.77	195.13
	2	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	151.69 6	108.47 7	151.54		108.37		113.77		81.36	
b-c	1	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	175.98 6	151.69 6	175.81	327.35	151.54	259.91	131.99	245.76	113.77	195.13
	2	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	151.69 6	108.47 7	151.54		108.37		113.77		81.36	
C-D	1	4.3 5	4.8	0.90 6	Trapézoïdal	1.58	1.28	175.98 6	165.78	277.98	517.60	261.86	523.72	225.59	420.04	212.50	425.01
	2	4.3 5	4.8	0.90 6	Trapézoïdal	1.58	1.28	151.69 6	165.78	239.61		261.86		194.45		212.50	
D-E	1	3.3 5	4.3 5	0.77	Triangulaire	1.12	0.84	175.98 6	151.69 6	196.32	365.55	169.22	290.24	147.39	274.43	127.05	217.89
	2	3.3 5	4.3 5	0.77	Triangulaire	1.12	0.84	151.69 6	108.47 7	169.22		121.01		127.05		90.85	
E-F	1	4.3 5	4.8	0.90 6	Trapézoïdal	1.58	1.28	175.98 6	165.78	277.98	517.60	261.86	523.72	225.59	420.04	212.50	425.01
	2	4.3 5	4.8	0.90 6	Trapézoïdal	1.58	1.28	151.69 6	165.78	239.61		261.86		194.45		212.50	
F-G	1	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	175.98 6	151.69 6	175.81	327.35	151.54	259.91	131.99	245.76	113.77	195.13
	2	3	4.3 5	0.69 0	Triangulaire	1.00	0.75	151.69 6	108.47 7	151.54		108.37		113.77		81.36	
G-H	1	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	175.98 6	151.69 6	175.81	327.35	151.54	259.91	131.99	245.76	113.77	195.13
	2	3	4.3 5	0.69	Triangulaire	1.00	0.75	151.69 6	108.47 7	151.54		108.37		113.77		81.36	

Tableau VII.5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

- Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	sommeQsm	Qut	sommeQut	Qst	sommeQst
1-2	1	3	3.5	0.857	Trapézoïdal	1.13	0.95	175.986	165.78	199.33	404.44	187.77	380.99	167.01	320.99	157.32	302.38
	2	3.5	4.8	0.729	Triangulaire	1.17	0.88	175.986	165.78	205.11		193.22		153.99		145.06	
2-3	1	3	4.35	0.690	Trapézoïdal	1.26	1.14	175.986	165.78	222.13	477.05	209.25	449.39	201.20	392.59	189.53	369.82
	2	4.35	4.8	0.906	Triangulaire	1.45	1.09	175.986	165.78	254.92		240.14		191.38		180.29	
3-4	1	3	4.35	0.690	Trapézoïdal	1.26	1.14	175.986	165.78	222.13	477.05	209.25	449.39	201.20	392.59	189.53	369.82
	2	4.35	4.8	0.906	Triangulaire	1.45	1.09	175.986	165.78	254.92		240.14		191.38		180.29	

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Détermination des sollicitations a l'ELU :

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Sens longitudinal :**
 - ❖ **Moments fléchissant :**

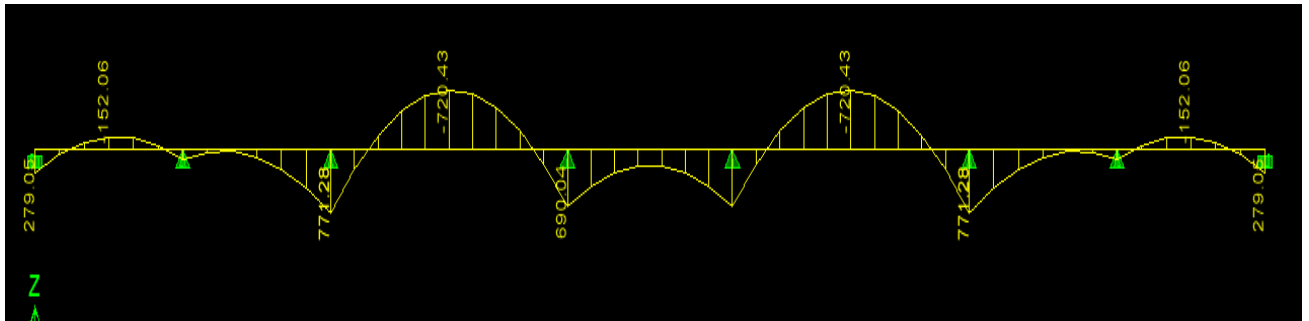


Fig VII.8 :Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens longitudinal.

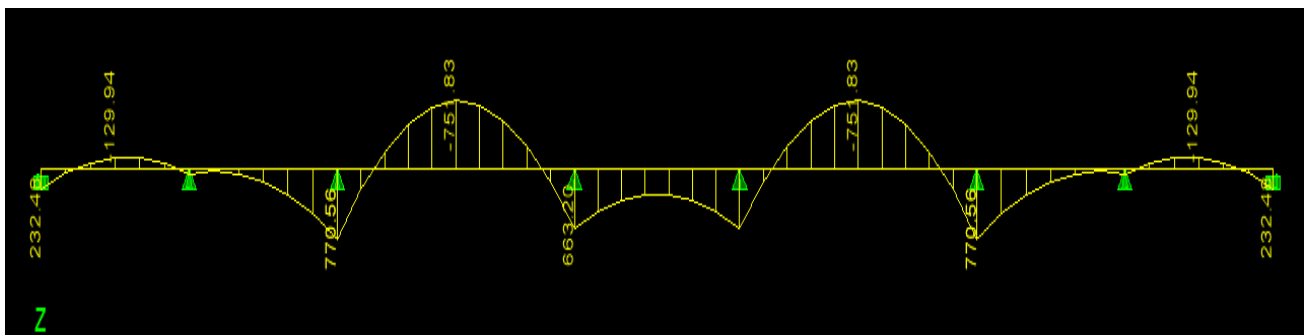


Fig VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens longitudinal.

- ❖ **Efforts tranchants :**



Fig VII.10 :Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens longitudinal

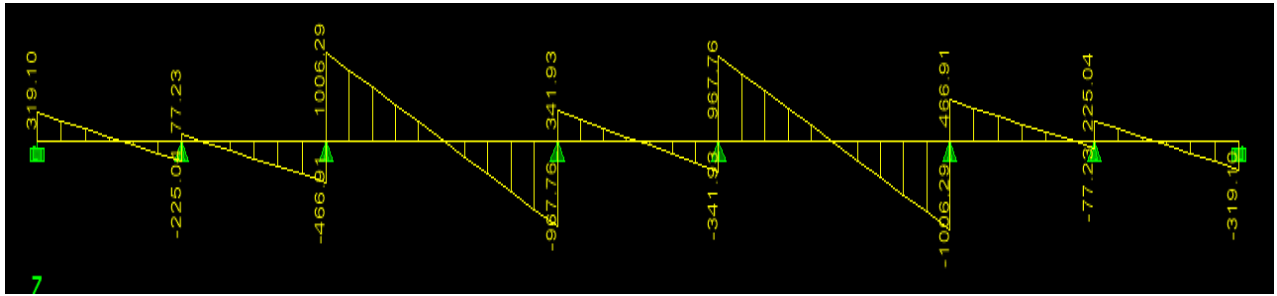


Fig VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens longitudinal.

- Sens transversal :
 - ❖ Moment fléchissant :

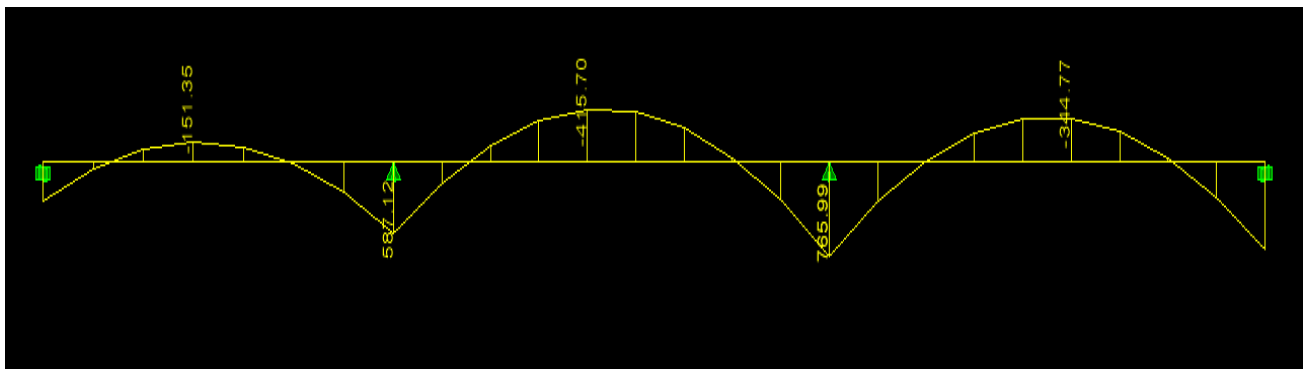


Fig VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU dans le sens transversal

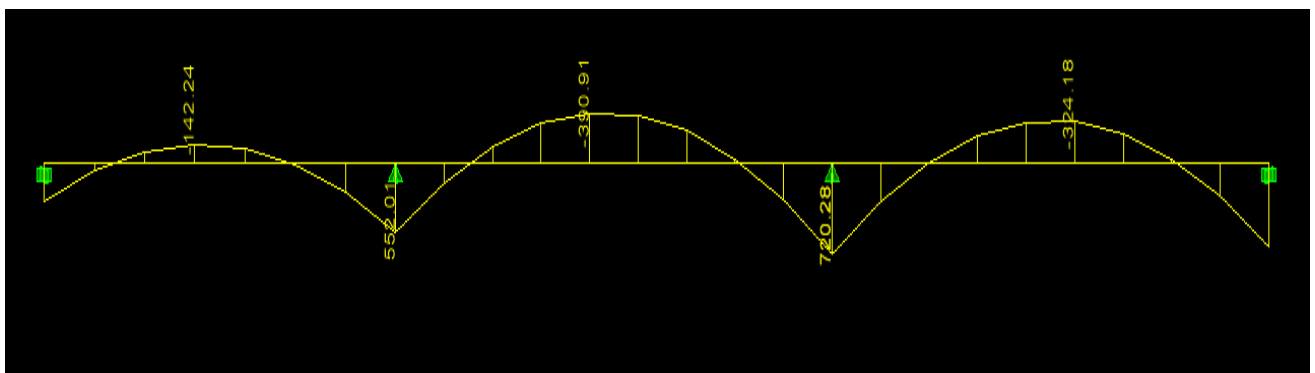


Fig VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS dans le sens transversal.

❖ Efforts tranchants :

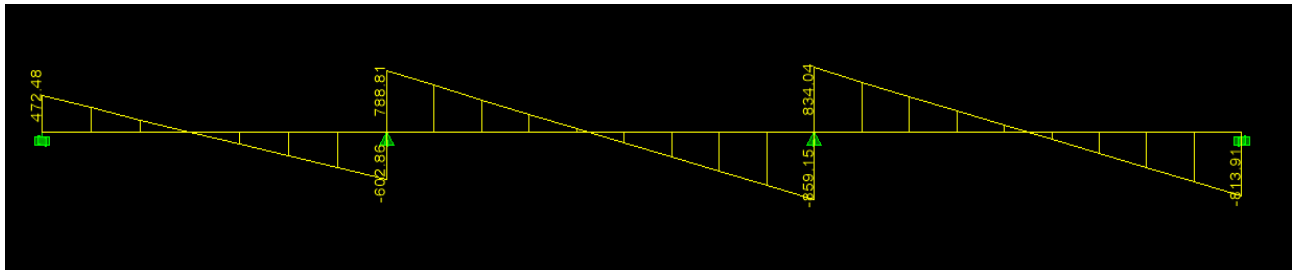


Fig VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU dans le sens transversal.

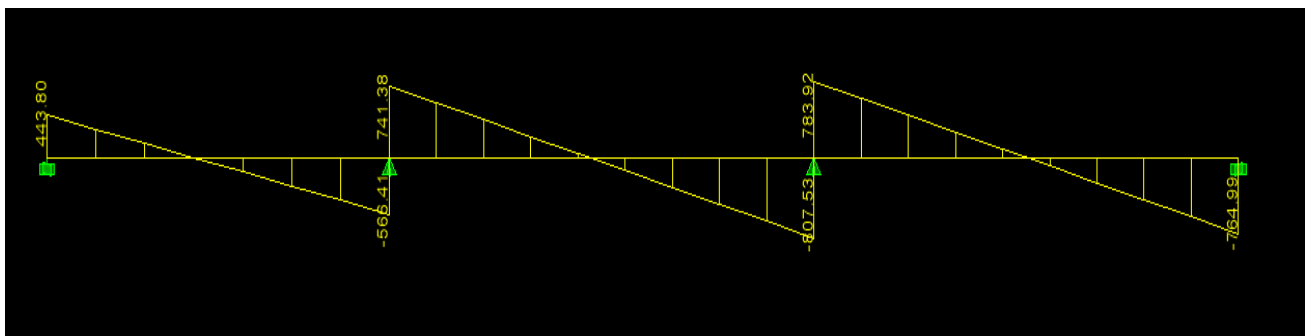


Fig VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS dans le sens transversal.

b). Ferrailage :

- Les efforts internes dans les nervures :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN/m)	771,28	770,56	765,99	720,28
M_t^{max} (KN/m)	720,43	751,83	414,70	390,91
T^{max} (KN)	990,24	1006,29	859,15	807,53

Tableau VII.7: Les efforts internes dans les nervures.

- Calcul des Armatures :

✓ Armatures longitudinales :

$h_n = 100\text{cm}$; $b_n = 55\text{cm}$; $d = 95\text{cm}$; $c = 5\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	771,28	0,11	0,942	SSA	24,76	5HA20 (fil) + 5HA20 (chap.)
	Travée	720,43	0,1	0,947	SSA	23,01	5HA20 (fil) + 5HA20 (chap.)
yy	Appuis	765,99	0,11	0,947	SSA	24,46	5HA20 (fil) + 5HA20 (chap.)
	Travée	415,70	0,058	0,970	SSA	12,96	5HA20 (fil) + 5HA16 (chap.)

Tableau VII.8: Le ferrailage adopté pour la nervure.

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{20}{3} = 6,66mm \text{ soit : } \varnothing = 8mm.$$

✓ **Espacement des armatures :**

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min (25 ; 20) \quad \text{soit : } S_t = 16cm.$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm; \text{ soit: } S_t = 20cm.$$

✓ **Armatures transversales minimales :(Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 16 \times 55 = 2,64cm^2.$$

$$A_r = 2,64cm^2 ; \text{ soit } A_r = 4HA10 = 3,14 cm^2$$

✓ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) 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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 85 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times l = 3\text{cm}^2.$$

On opte pour : 2HA14 = 3,08cm²

c). Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2$$

• **Sens longitudinale :**

Aux appuis : $A = 24,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

En travée : $A = 23,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

• **Sens transversal :**

Aux appuis : $A = 24,46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,60\text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

En travée : $A = 12,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = (\min 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\max} = \frac{990,24}{55 \times 95} = 0,18 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \rightarrow \text{C.V.}$$

d). Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{Kl}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

<i>Sens</i>	<i>Zone</i>	<i>As(cm²)</i>	<i>Ms</i>	<i>ρ</i>	<i>β</i>	<i>KI</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>$\bar{\sigma}_{st}$</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>$\bar{\sigma}_{bc}$</i>	<i>obs</i>
X-X	<i>Appuis</i>	31,4	770,56	0,606	0,885	28,48	291,88	348	10,24	15	CV
	<i>Travée</i>	31,4	751,83	0,606	0,885	28,48	291,88	348	10,24	15	CV
Y-Y	<i>Appuis</i>	31,4	720,28	0,606	0,885	28,48	291,88	348	10,24	15	CV
	<i>travée</i>	25,75	390,91	0,494	0,894	32,17	178,74	348	5,55	15	CV

Tableau VII.9: vérification des contraintes à ELS.



CHAPITRE VIII

VIII.1. Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans lesol.

Limitier les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne *stabilité de l'ouvrage*.

VIII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après le RPA99/ version 2003 l'épaisseur minimale imposé est de 15 cm. on opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII.3. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé en le considérant comme une console verticale encastré au niveau de la semelle etsimplement appuyé au plancher du l'entre- sol.

VIII.3.1. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h et σ_v Tel que : $\sigma_h = \sigma_v \times K_0$

Avec :

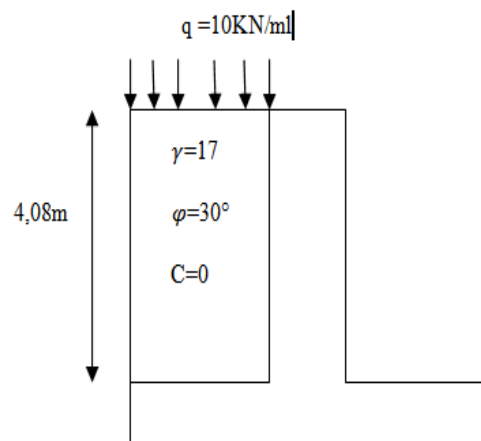
K_0 : coefficient des poussées de terre au repos

$K_0 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

σ_h : contraintes horizontales

σ_v : Contraintes verticales

φ =Angle de frottement interne



VIII.3.2. Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10\text{KN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Poids volumique des terres : 17KN/ m^3

Fig VIII.1 : Schéma statique du mur plaque

Cohésion : $C = 0$

VIII.3.3. Calcul des sollicitations :

$K_0 = 0,333$

$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$

- **ELU :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35\gamma h + 1,5q)$

$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,333 \times 1,5 \times 10 = 4,99 \text{ KN/m}^2$

$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,333 (1,35 \times 17 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 36,17 \text{ KN/m}^2$

- **ELS :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$

$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,333 \times 10 = 3,33 \text{ KN/m}^2$

$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,333 (10 + 17 \times 4,08) = 26,42 \text{ KN/m}^2$

- **Diagrammes des contraintes :**

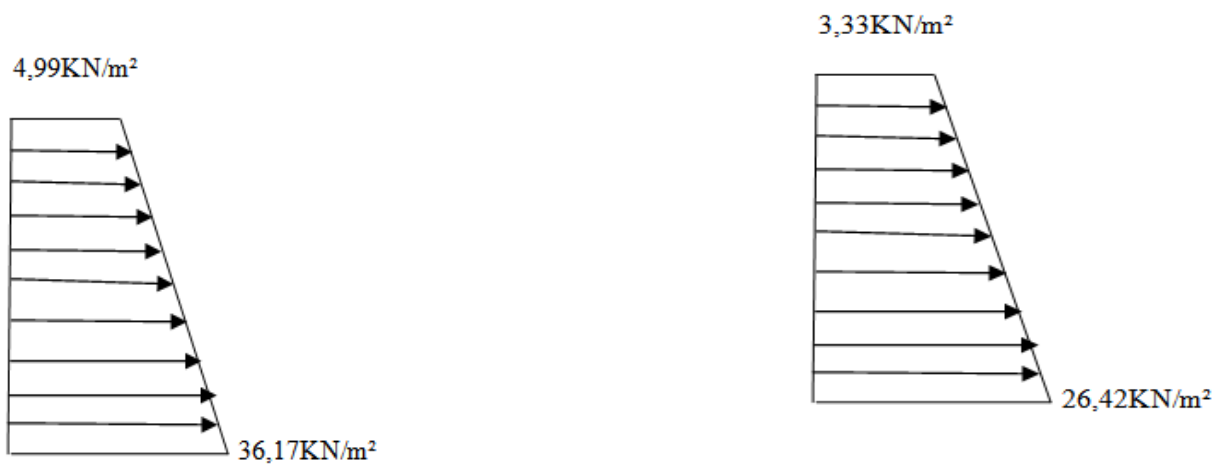


Fig VIII.2. Diagrammes des contraintes à ELU et à ELS

VIII.3.4. Charges moyenne à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 36,17 + 4,99}{4} \times 1 = 28,37 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 26,42 + 3,33}{4} \times 1 = 20,64 \text{KN/ml}$$

VIII.4. Ferrailage du mur plaque :

VIII.4.1. Identification des panneaux :

$$L_x = 4,08\text{m} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{4,80} = 0,85$$

$$L_y = 4,80\text{m}$$

$0,4 < \rho = 0,85 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens

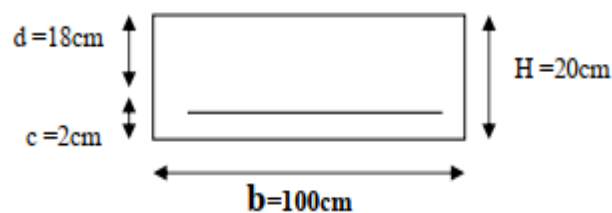
VIII.4.2. Calcul à L'ELU :

$$\rho = 0,85 \quad \mu_x = 0,0509$$

$$v = 0 \quad \mu_y = 0,685$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0509 \times 28,37 \times 4,08^2 = 24,03 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,685 \times 24,03 = 16,46 \text{KN.m}$$



• **Correction des moments :**

Sens X-X :

$$M_a = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,5 \times 24,03 = 12,01 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 24,03 = 18,02 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_a = 0,5 \cdot M_{0y} = 0,5 \times 16,46 = 8,23 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75.M_{0y} = 0,75 \times 16,46 = 12,34 \text{ KN.m}$$

VIII.4.3. Calcul à L'ELS :

$$\rho = 0,85 \quad \mu_x = 0,0579$$

$$v = 0,2 \quad \mu_y = 0,778$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_s . L_x^2 = 0,579 \times 20,64 \times 4,08^2 = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0,778 \times 19,89 = 15,47 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens X-X :

$$M_a = 0,5.M_{0x} = 0,5 \times 19,89 = 9,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75.M_{0x} = 0,7 \times 19,89 = 14,91 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_a = 0,5.M_{0y} = 0,5 \times 15,47 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75.M_{0y} = 0,75 \times 15,47 = 11,60 \text{ KN.m}$$

VII.4.4. Calcul des armatures à L'ELU :

$$\mu_u = \frac{M\mu}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad A_s = \frac{M\mu}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{\min} = 0,10\% . B = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA2003 Art 10.1.2)}$$

Le ferrailage du mur est récapitulé dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mμ (KN.m)	μu	μl	Section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée	St(cm)
XX	Appuis	12,01	0,026	0,392	S.S.A	0,987	1,94	2	5HA10 =3,92	20
	Travée	18,02	0,039	0,392	S.S.A	0,980	2,93	2	5HA10 =3,92	20
YY	Appuis	8,23	0,017	0,392	S.S.A	0,991	1,32	2	5HA12 =5,65	20
	Travée	12,34	0,026	0,392	S.S.A	0,987	2,00	2	5HA12 =5,65	20

Tableau VIII.1. Ferrailage du mur plaque à L'ELU.

VIII.4.5. Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10% . B) dans les deux sens (horizontale et verticale)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle m^2 de HA8 ($b= 1\text{m} =100\text{cm}$;

h : épaisseur du voile = 20cm)

VIII.4.6. Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma \leq \sigma_{28cbcb} = \text{MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt[3]{f_t j}\right) = 201,63\text{MPa} \text{ fissuration préjudiciable.}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \sigma_{b\bar{}} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	ρ_1	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	5,65	9,94	0,313	0,912	41,82	107,16	201,63	2,56	15	C.V
	Travée	5,65	14,91	0,313	0,912	41,82	160,75	201,63	3,84	15	C.V
YY	Appuis	3,92	7,73	0,217	0,926	52,57	118,30	201,63	2,25	15	C.V
	Travée	3,92	11,60	0,217	0,926	52,57	177,53	201,63	3,37	15	C.V

Tableau VIII.2. Vérification des contraintes à L'ELS.

Résultats :

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

En travée : 5HA10/ml avec un espacement de **20cm**.

Aux appuis : 5HA10/ml avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20cm**.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Nous avons aussi pris connaissance de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme par exemple : Etabs que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de la préconisation du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes (afin de sécuriser et pérenniser les ouvrages).

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

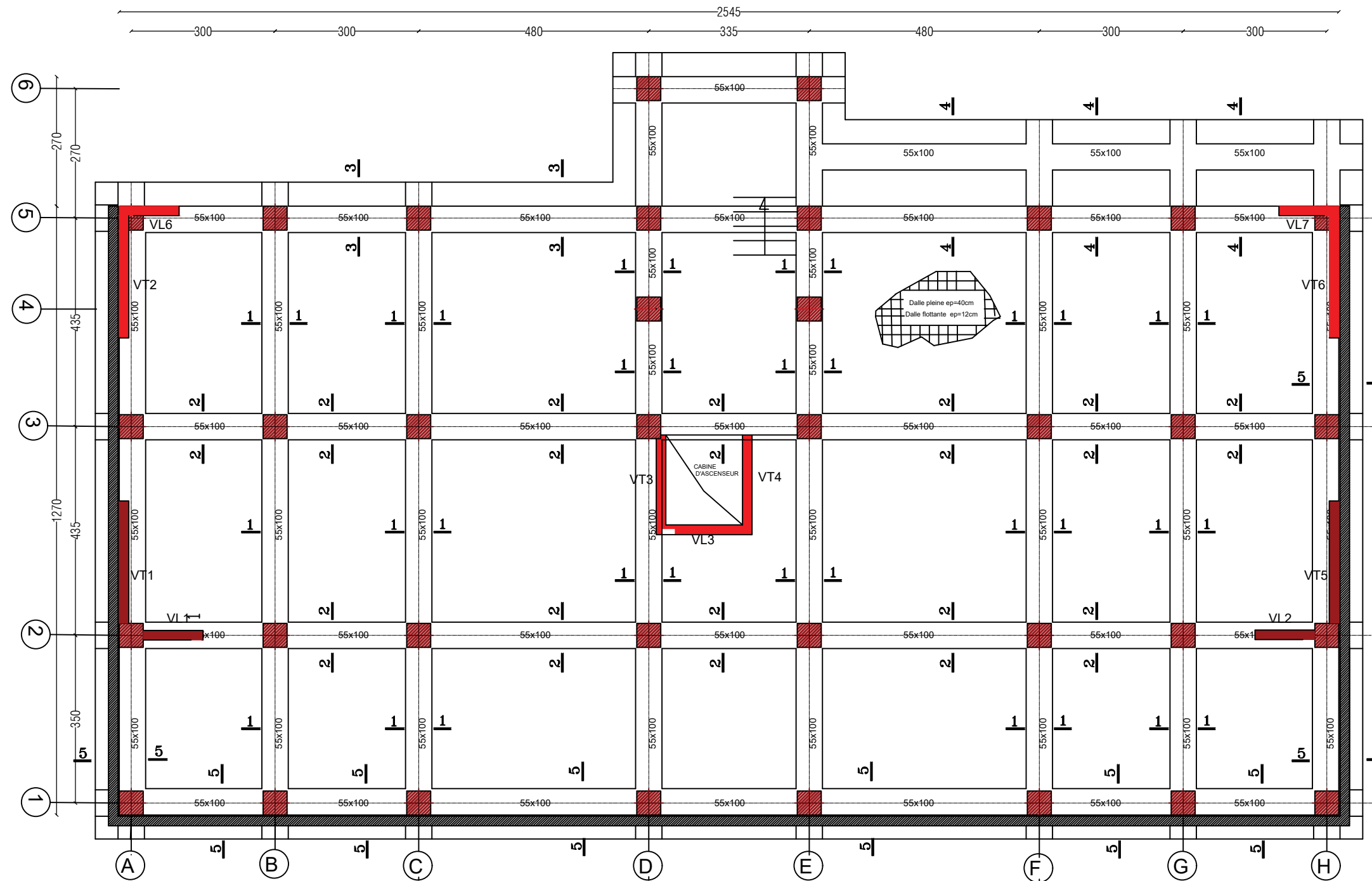
- [1] Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- [2] BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [3] Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin)
- [4] Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- [1] Logiciel ETABS 9.6.0.
- [2] EXCEL 2007.
- [3] WORD 2007
- [4] AUTOCAD 2017.

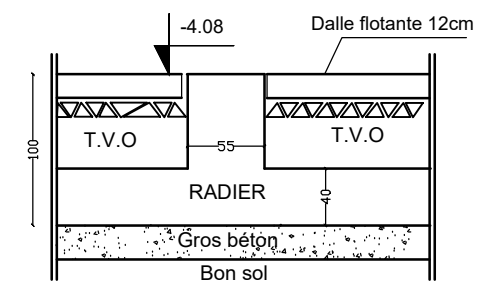
Ouvrage :

- [1] Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- [2] Les abaques de PIGEAUD.
- [3] Formulaire de RDM youdexiong.
- [4] Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- [5] Construire parasismique (Milan Zacek)
- [6] Calcul des ouvrages en béton armé (Mohamed Bellazougui)
- [7] Cours de béton armé (U.J.F Grenoble I)
- [8] Cours de béton armé (Bokais Said)
- [9] Ouvrages en béton armé (H.Renaud)

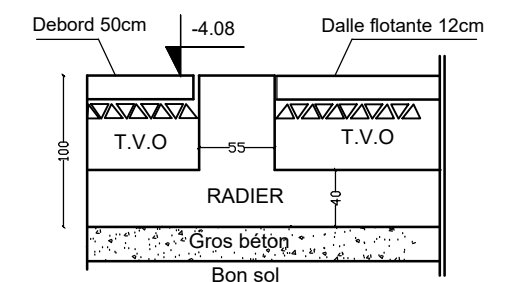


PLAN COFFRAGE FONDATION

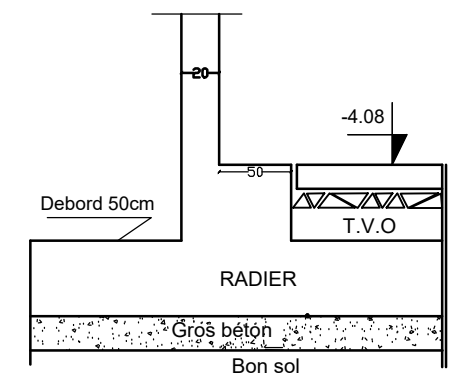
Coupe 1-1 ET 2-2



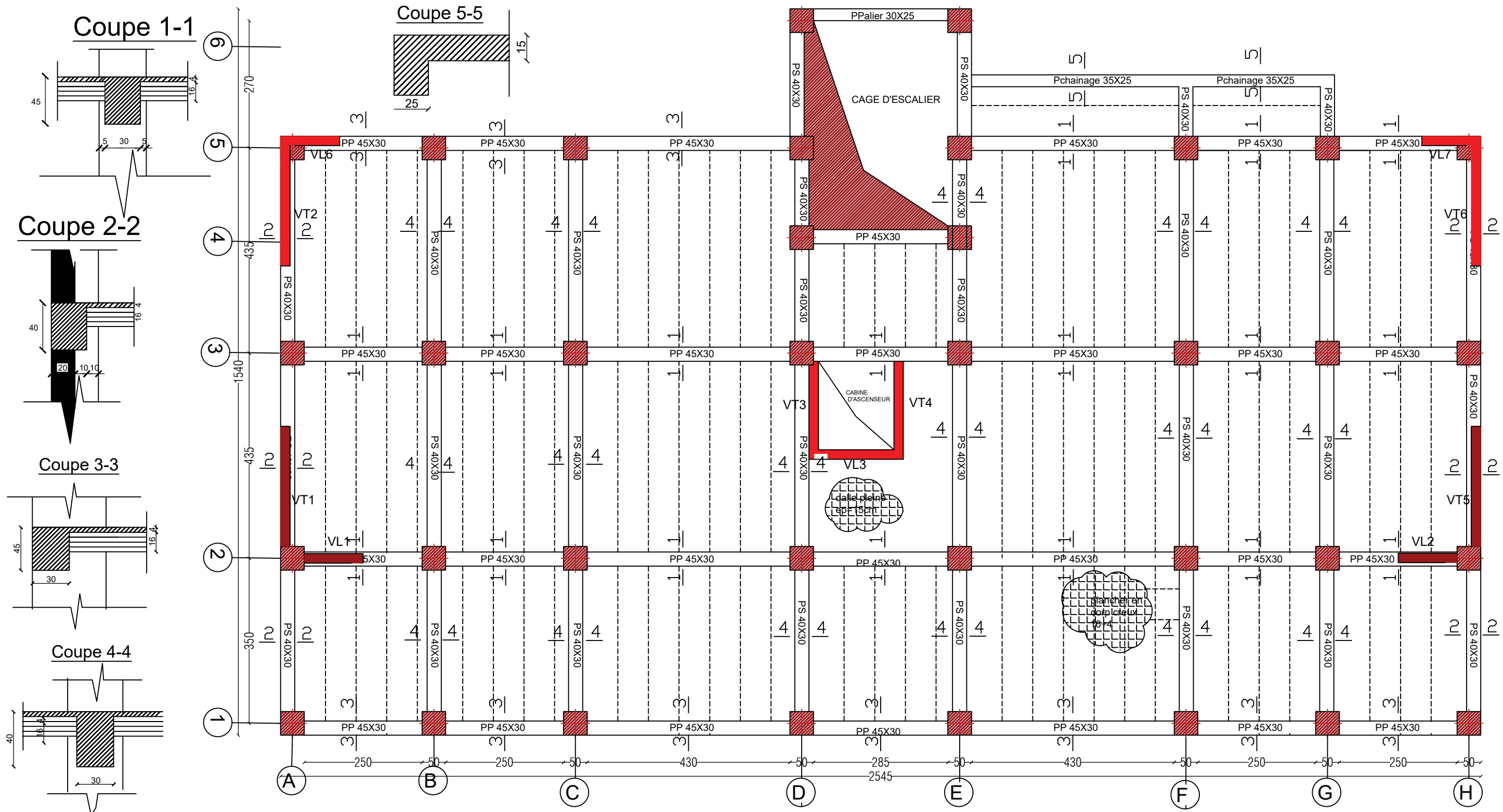
Coupe 3-3



Coupe 5-5

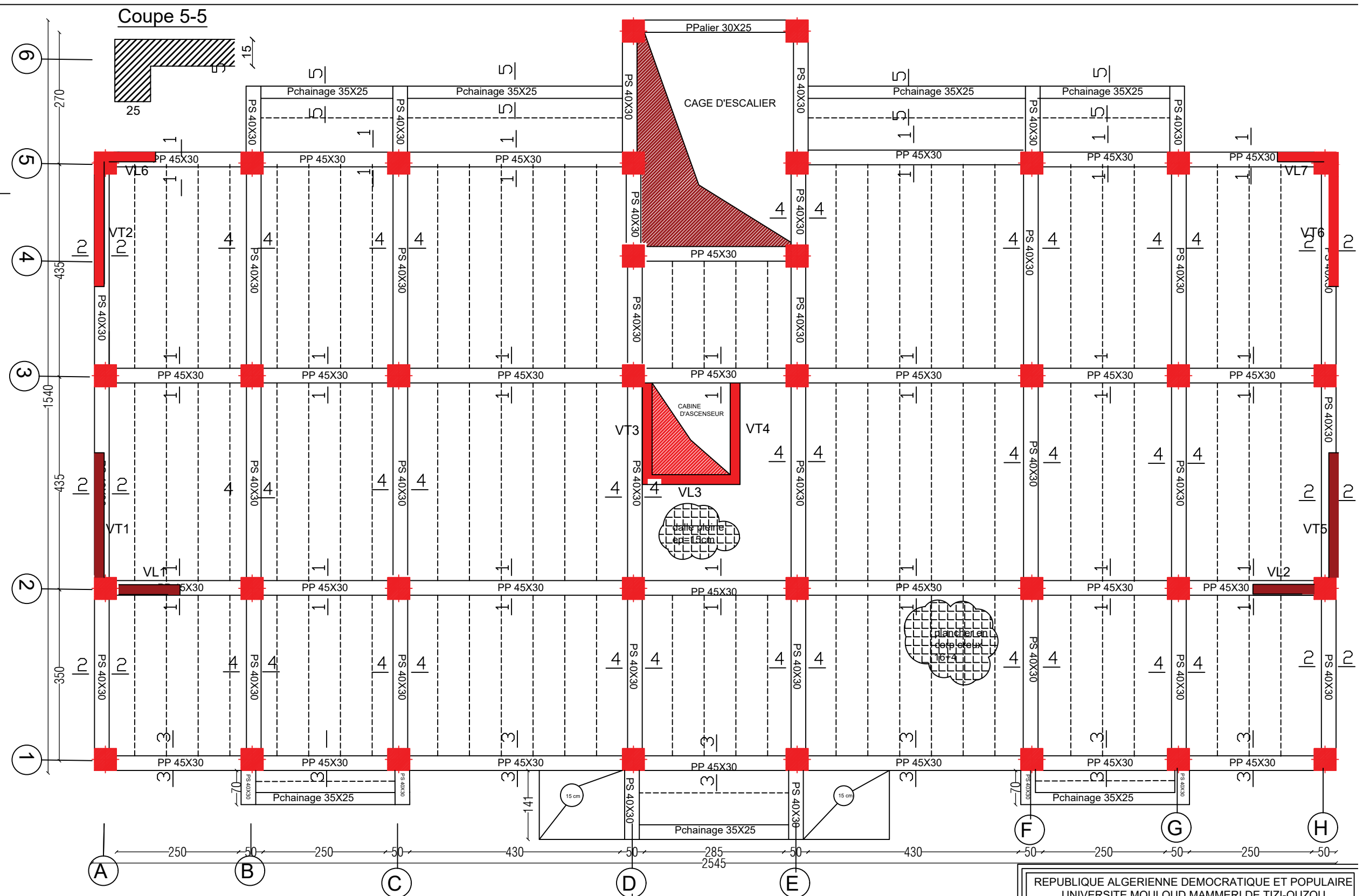
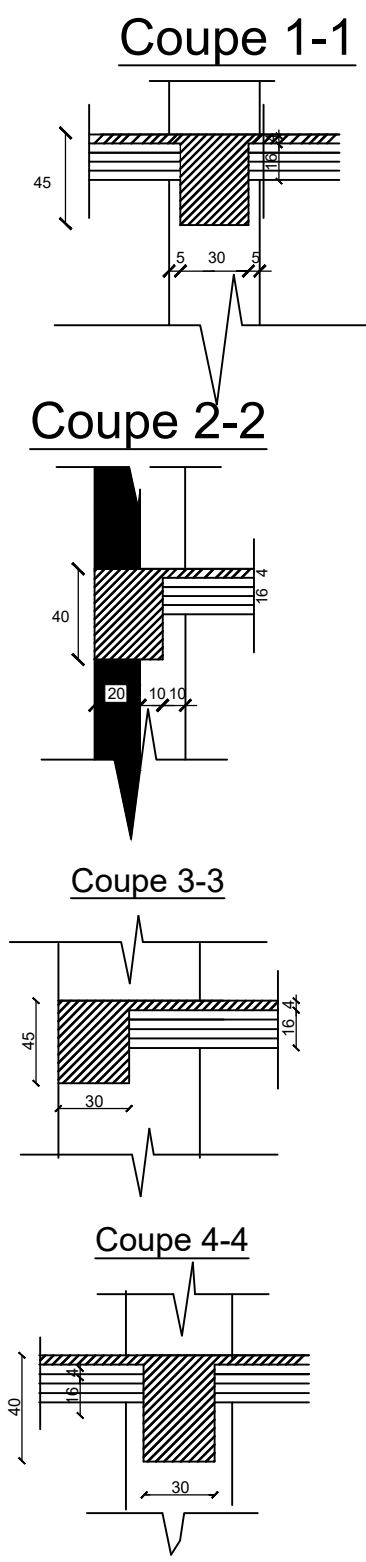


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE FONDION	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle: HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	



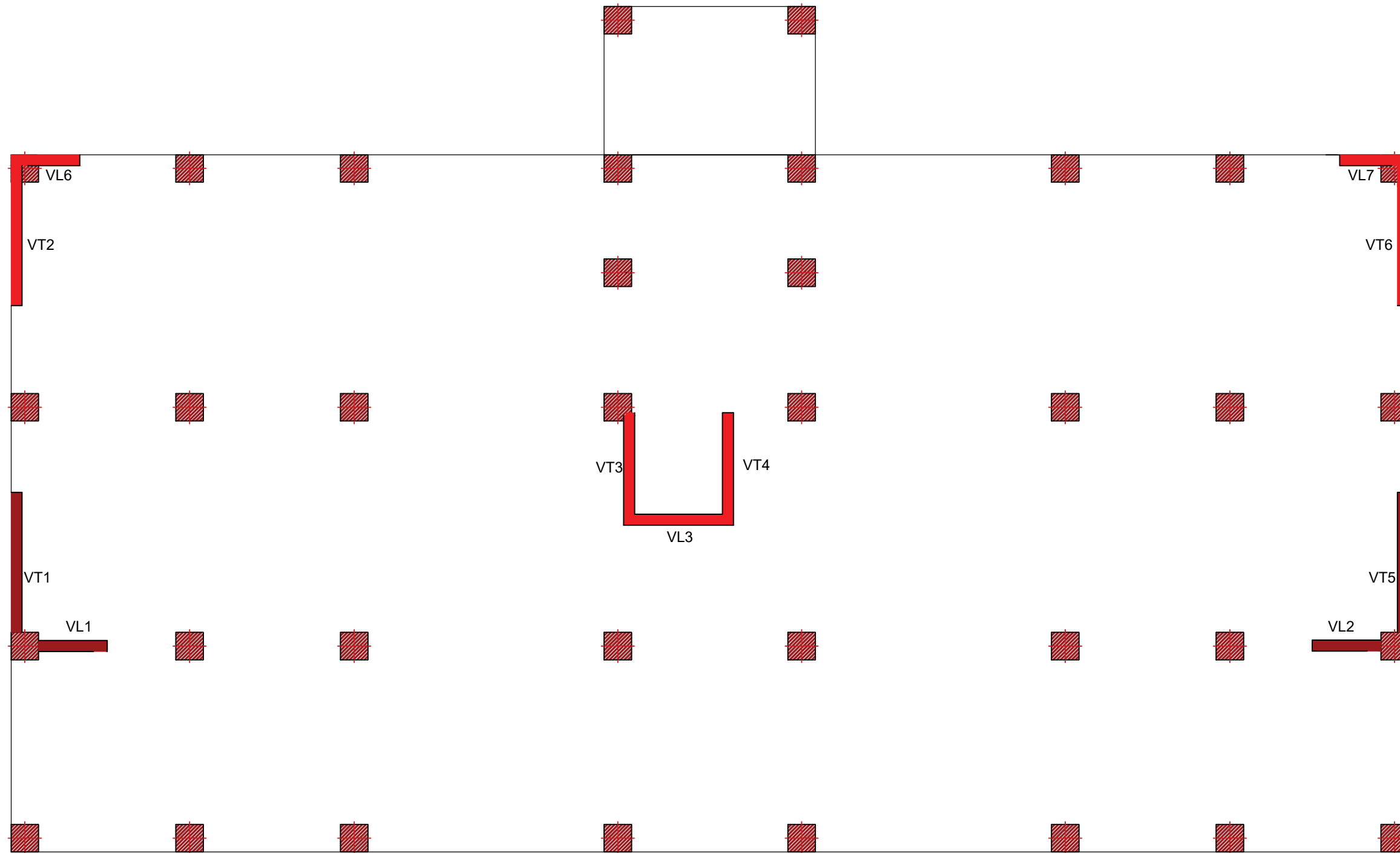
COFFRAGE DU PLANCHER NIV +0.00 ET +4.08 et 7.14

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: COFFRAHE DU PLANCHER NIV +0.00 et +4.08,+7.14	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
DIRIGE PAR :LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	



COFFRAGE DU PLANCHER NIV +10.20,+13.26,+16.32

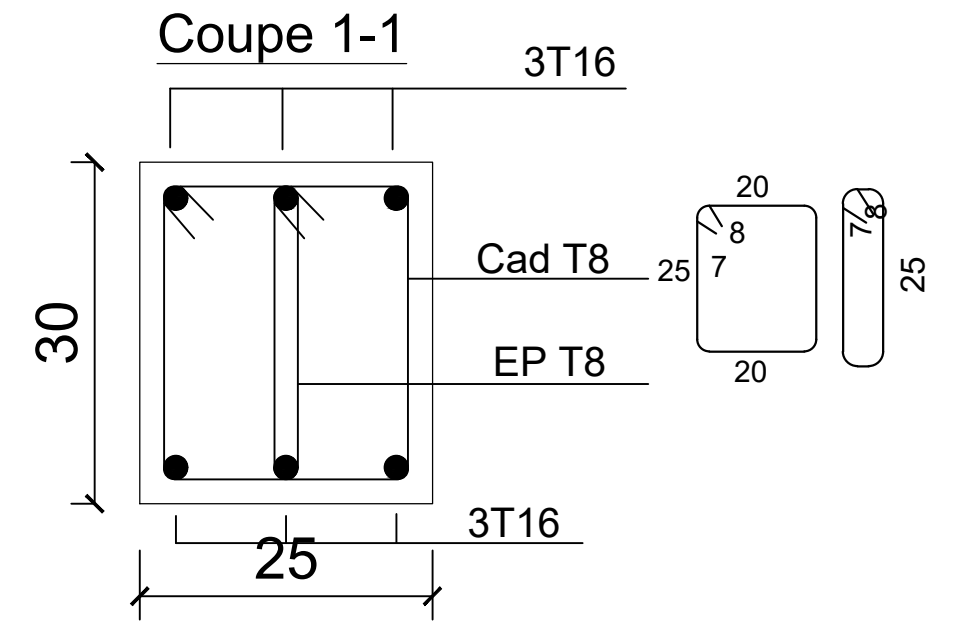
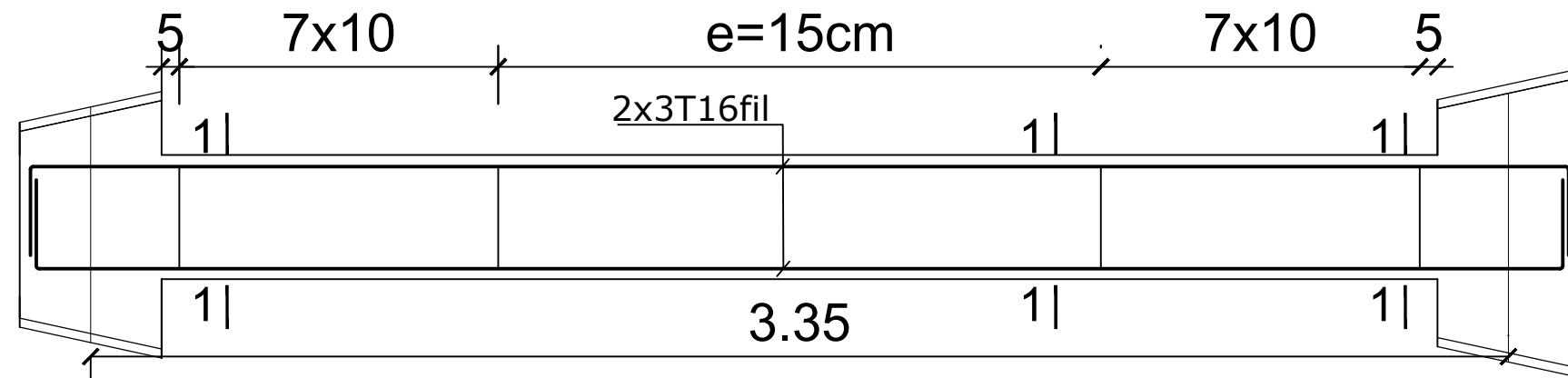
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: COFFRAHE DU PLANCHER NIV +10.20 +13.25,+16.32	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	



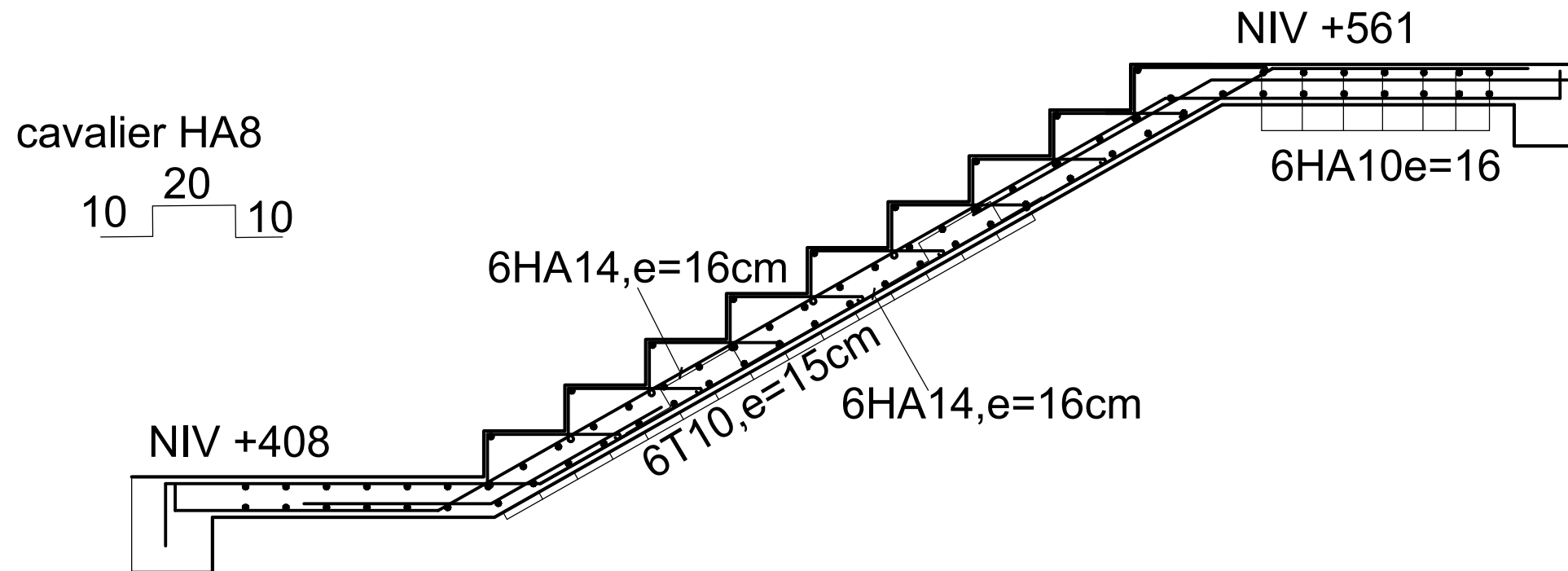
DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: DISPOSITION DES VOILES	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle: HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

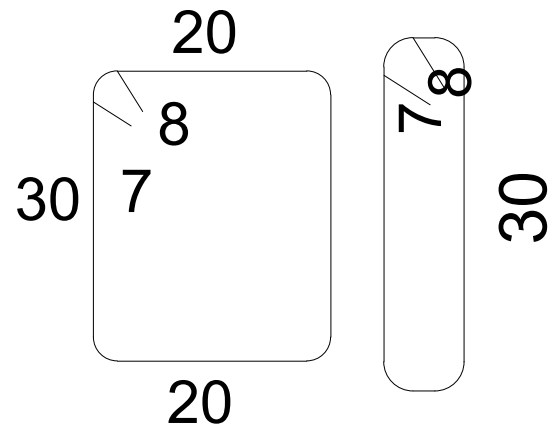
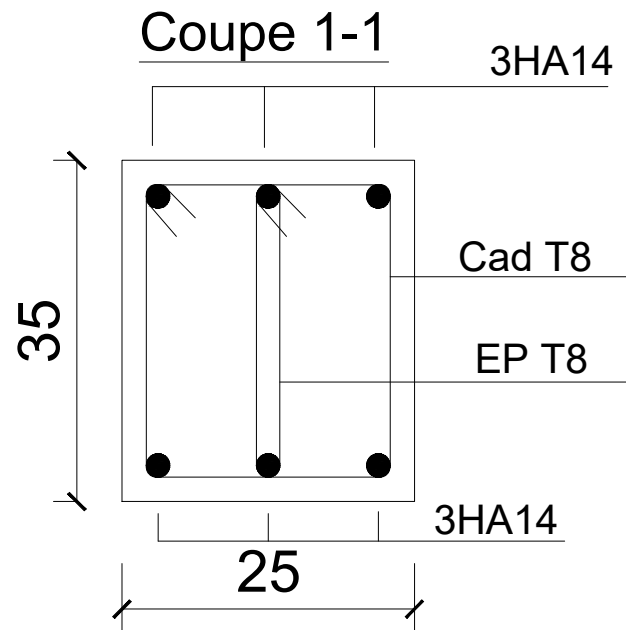
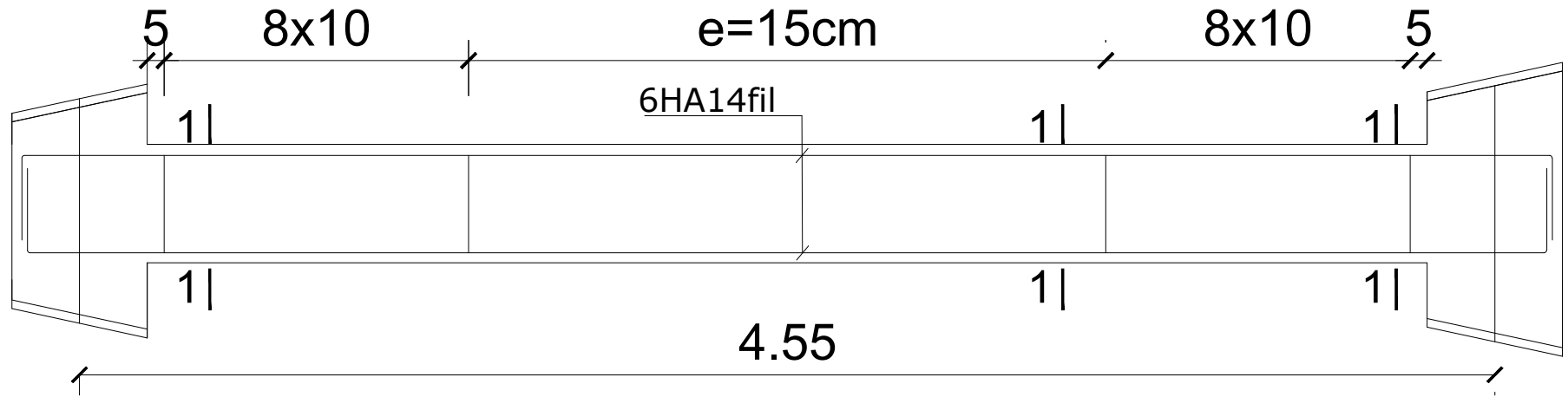


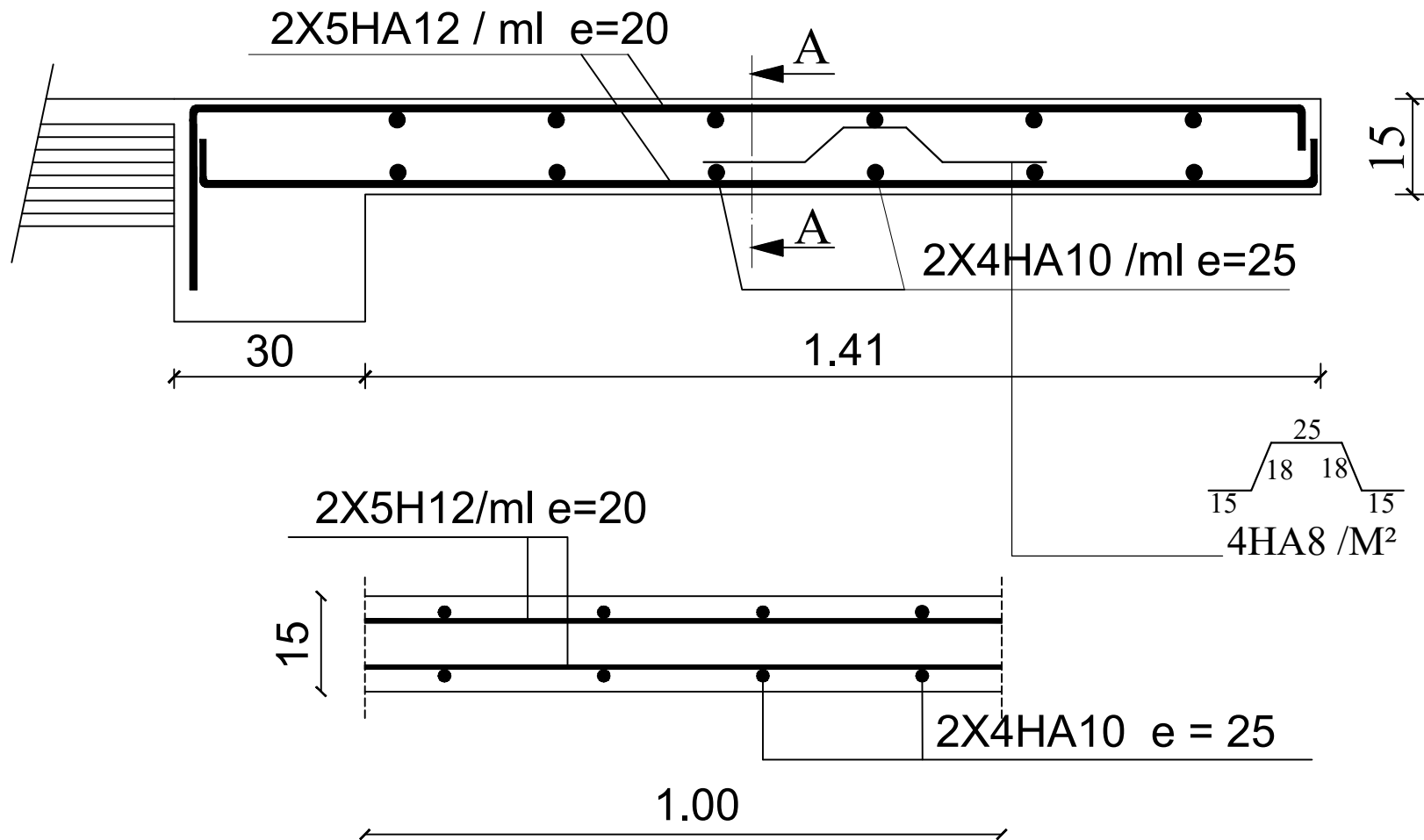
FERRAILLAGE ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE ESCALIER	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle: HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

FERAILLAGE DE POUTRE CHAINAGE





Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

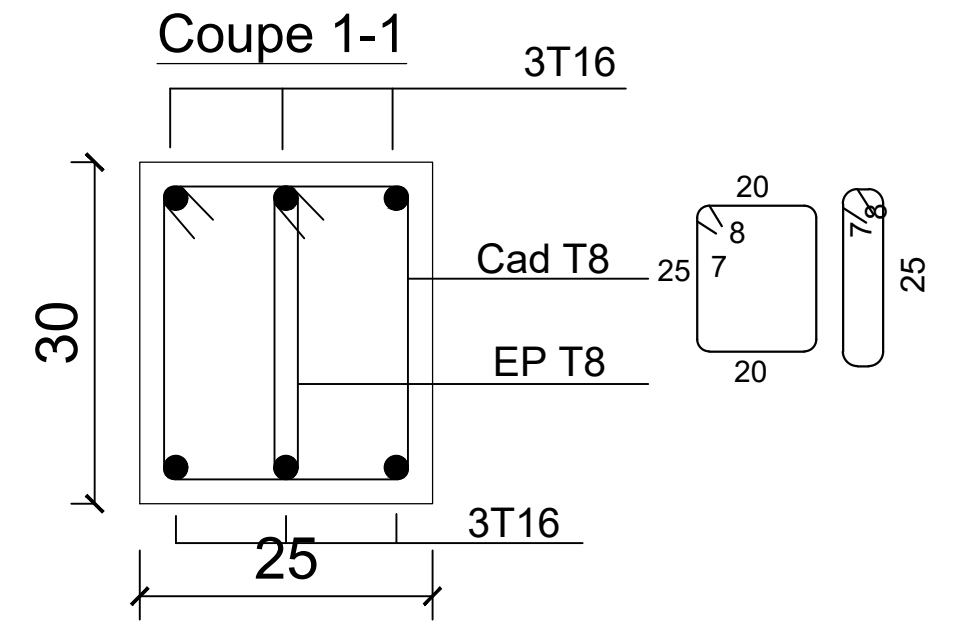
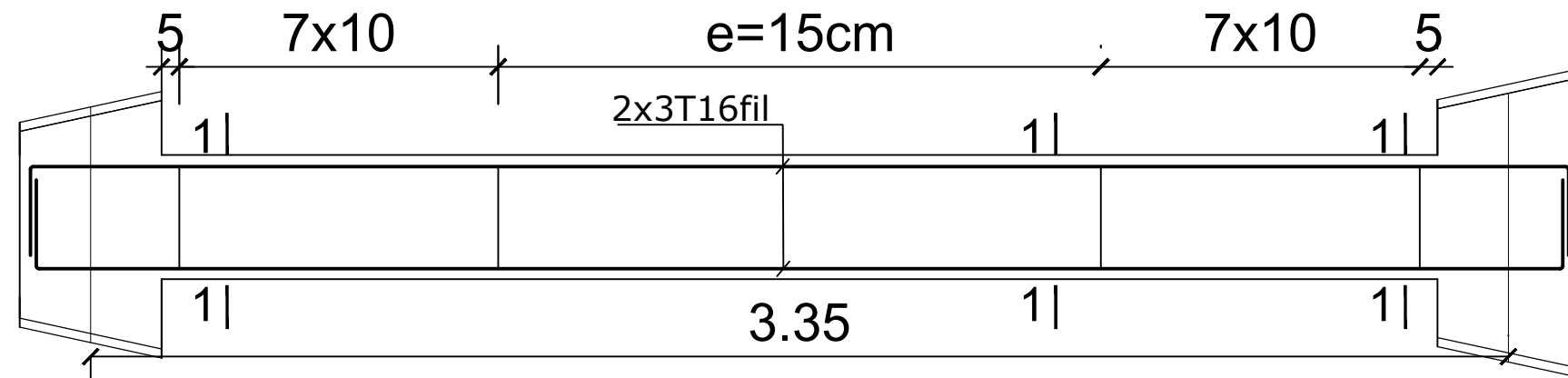
TITRE:
 FERRAILLAGE DE BALCON

ETUDIE PAR :
 Melle: GHERNAOUT Nabila
 Melle:HASSANI Lynda

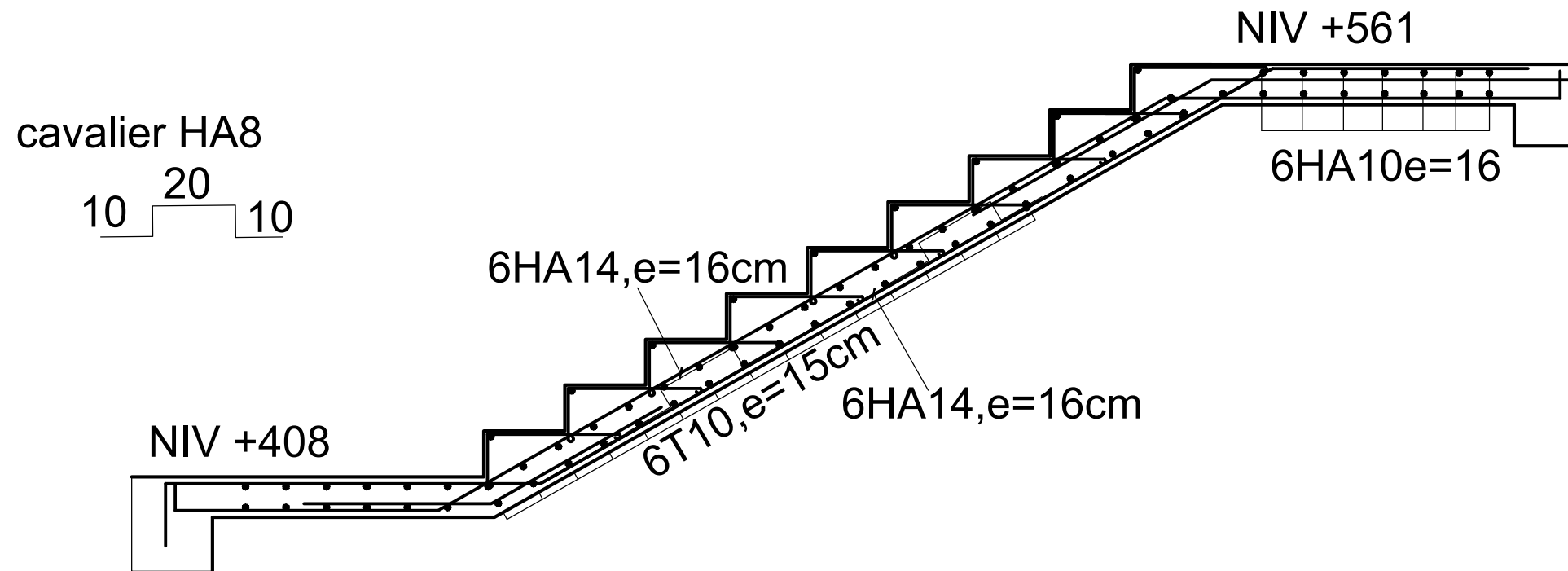
DIRIGE PAR :LARABI Sonia

PROMOTION 2021-2022

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

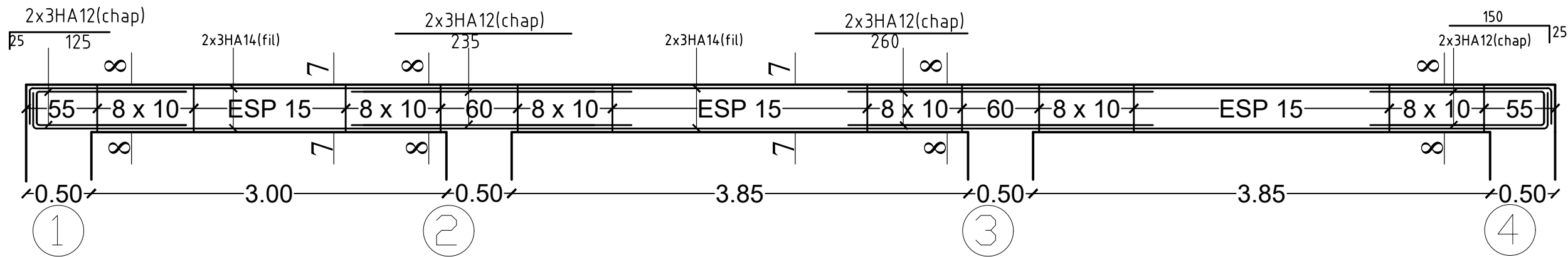


FERRAILLAGE ESCALIER

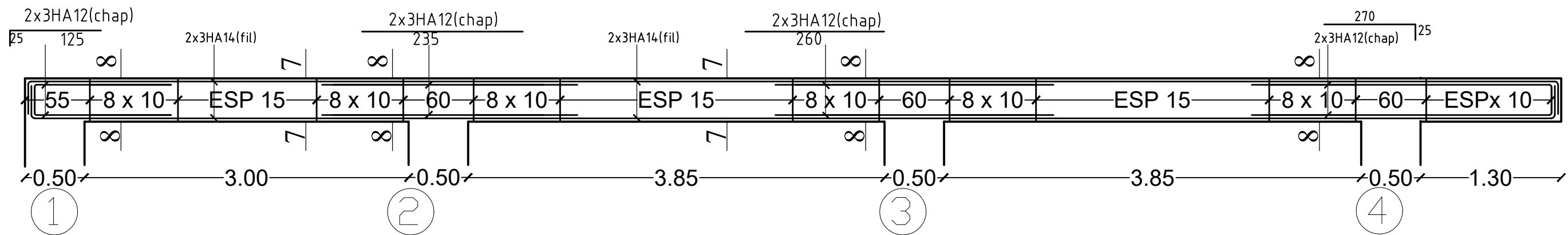


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE ESCALIER	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle: HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

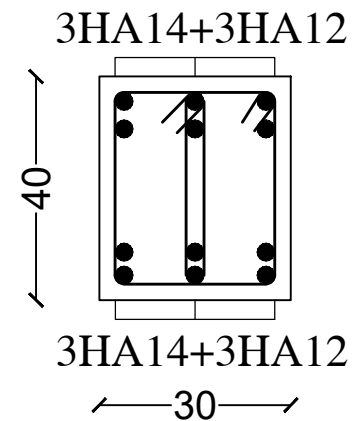
Ferrailage des poutres secondaires Axe A;B & C niv+0.00



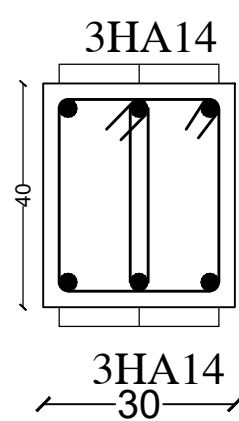
Ferrailage des poutres secondaires Axe F;G & H niv+0.00



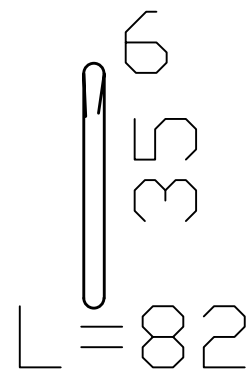
COUPE 8 - 8



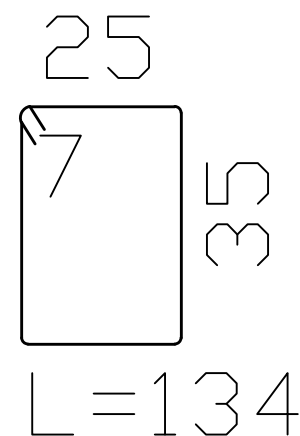
COUPE 07 - 07



étrier T8

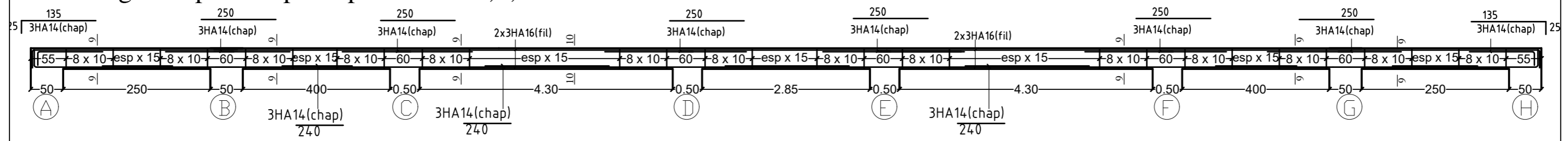


cadre T8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle: HASSANI Lynda
DIRIGE PAR : LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

Ferrailage des poutres principales files 1;2;3 & 5 niv+0.00

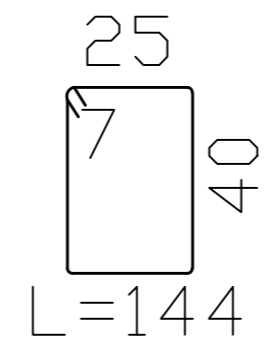
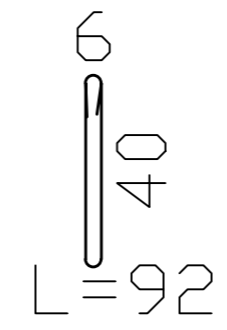
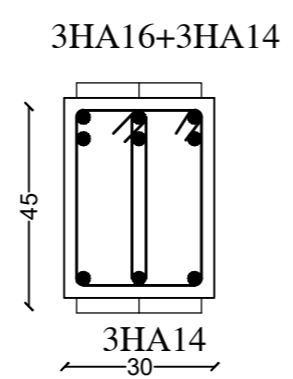
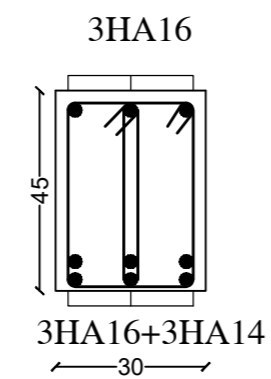


COUPE10-10

COUPE9-9

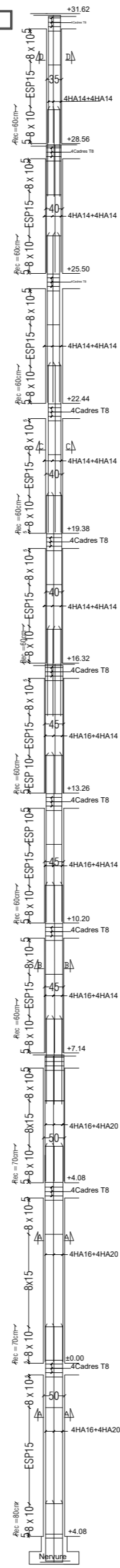
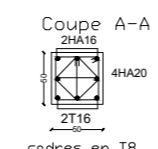
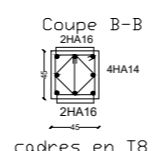
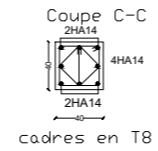
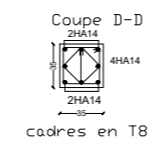
étrierT8

cadreT8



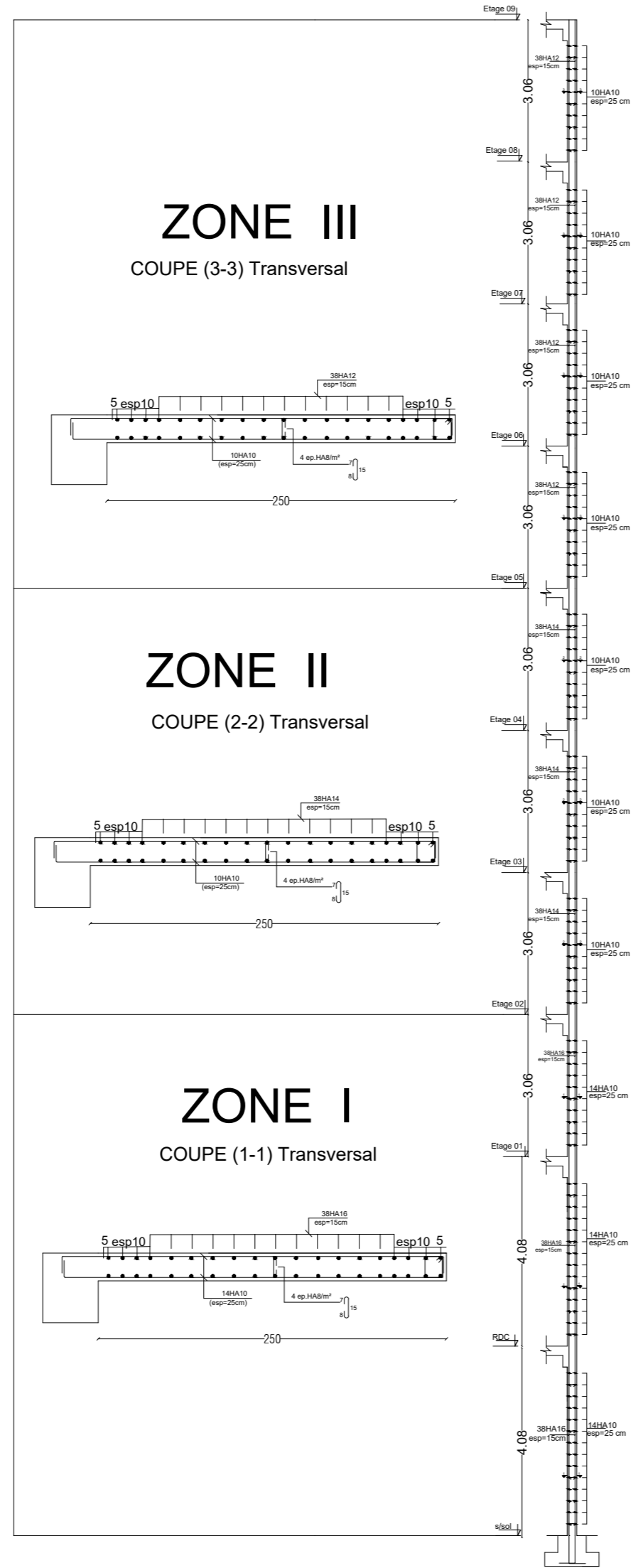
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
DIRIGE PAR :LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

ferrillage des Poteaux

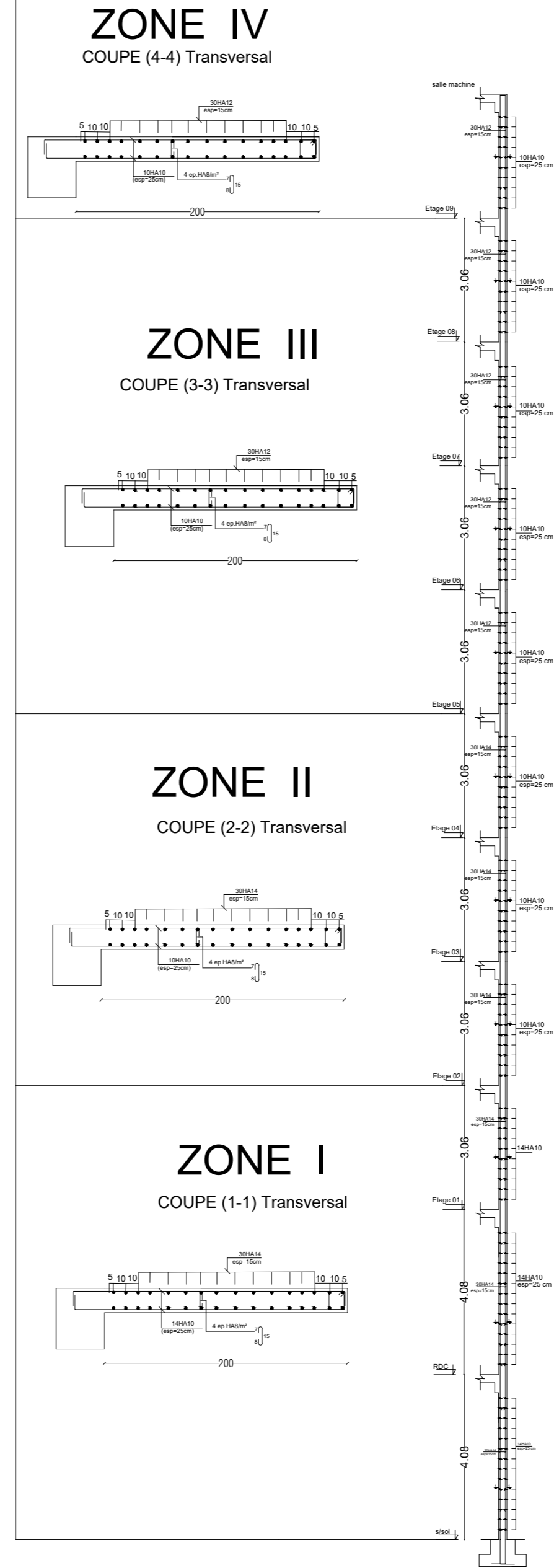


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE POTEAUX	ETUDE PAR : Meille: GHERNAOUT Nabila Meille: FASSANI Lynda DIRIGE PAR : LARABI Sonia
PROMOTION 2021-2022	

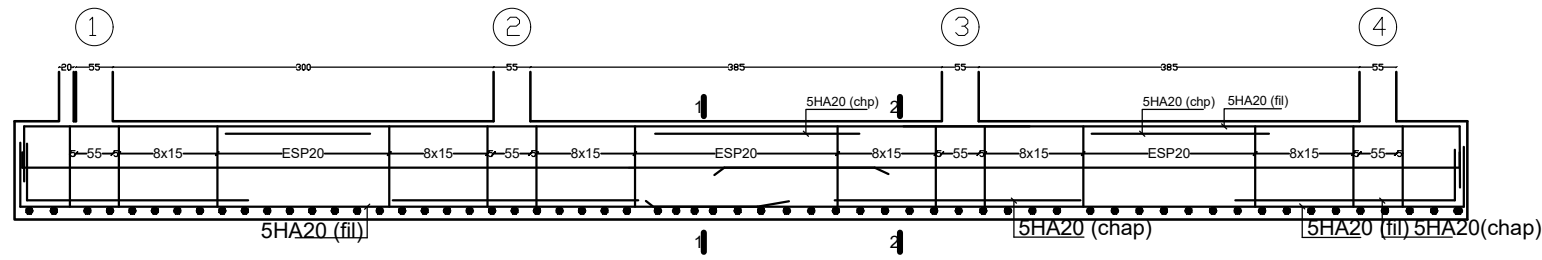
ferrailage des voiles(groupe 02)



ferrailage des voiles(groupe03)

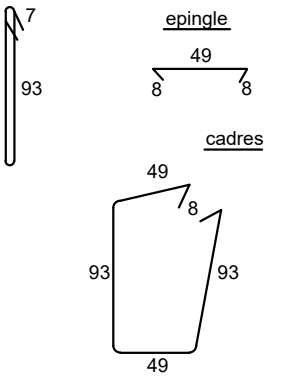


NERVURES AXE A ,B,C SENS Y

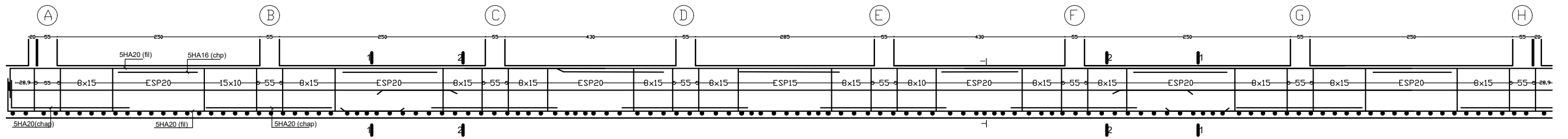


Coupe 2-2

Coupe 1-1

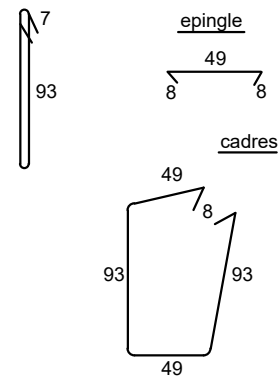


NERVURES AXE D ,E SENS X



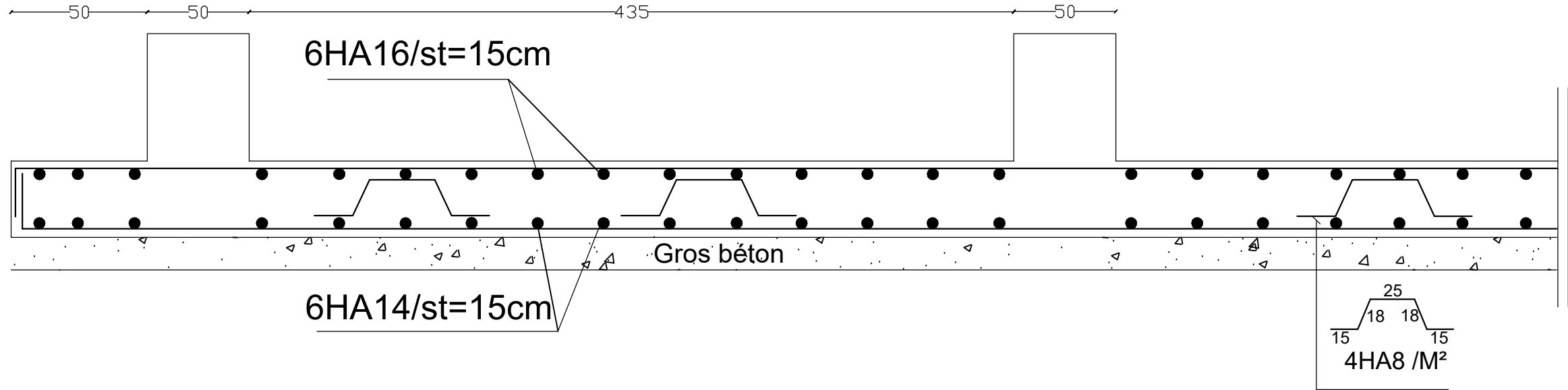
Coupe 2-2

Coupe 1-1

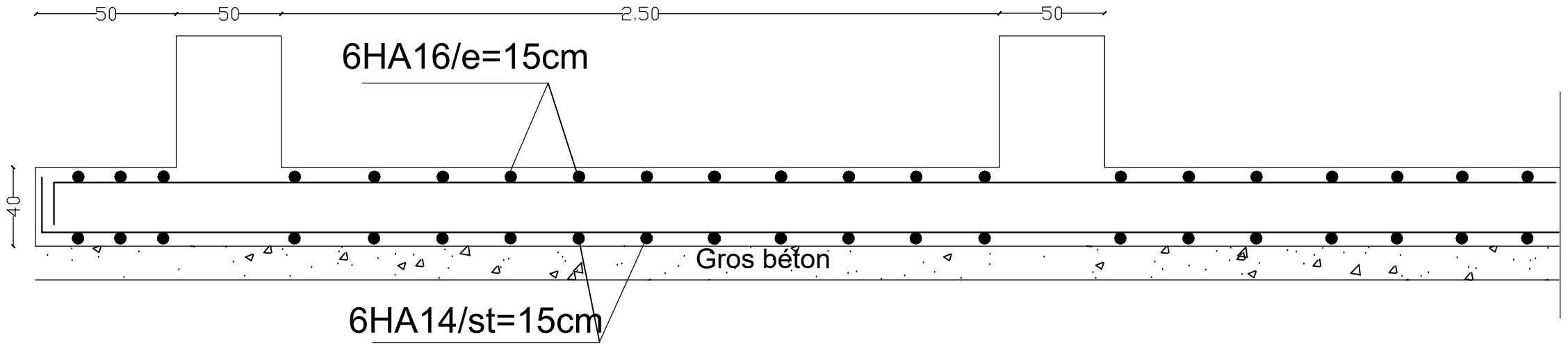


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE DES NERVURES	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
DIRIGE PAR :LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

Ferrailage Radier(Sens Y)

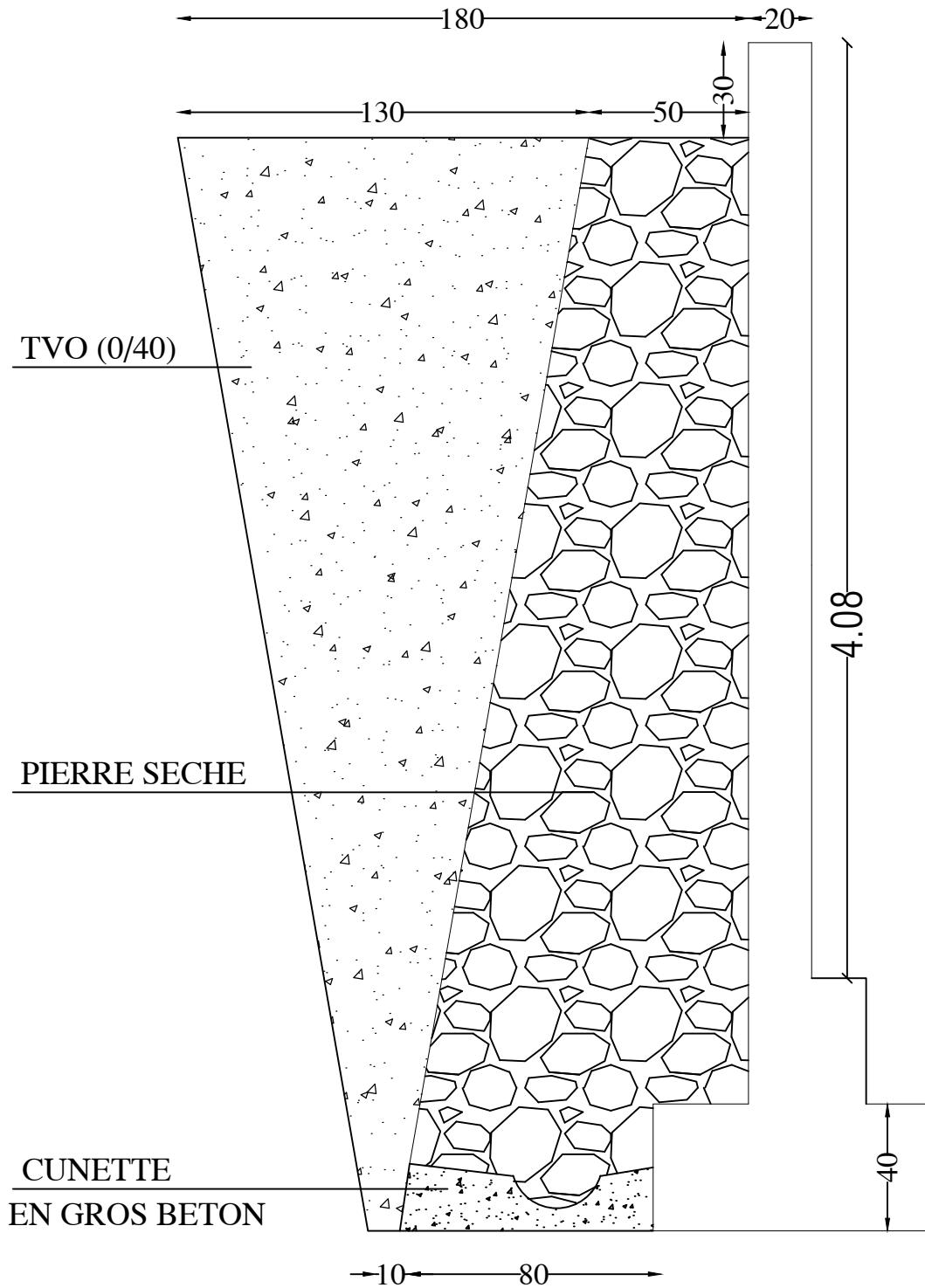


Ferrailage Radier (Sens X)



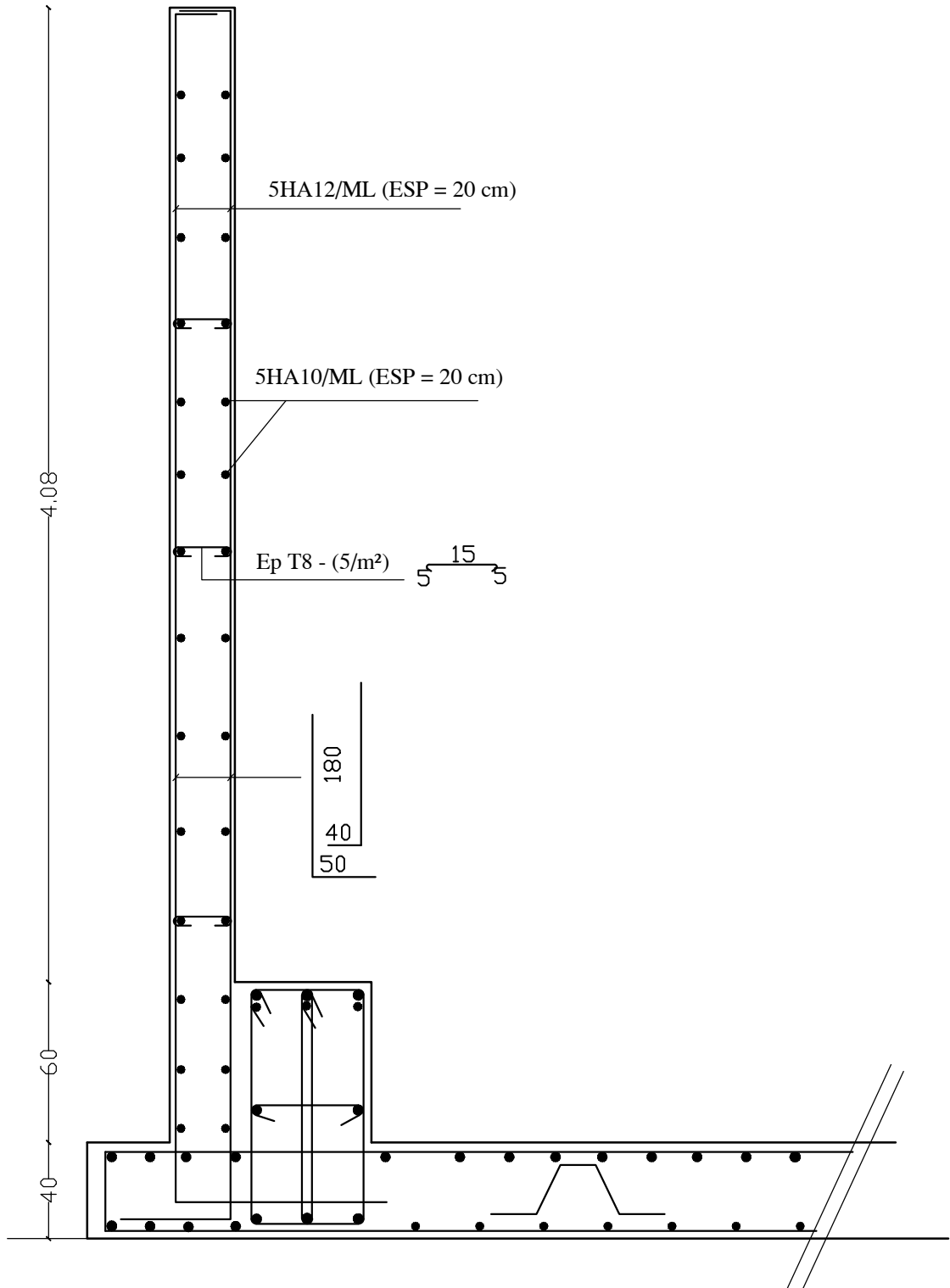
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILAGE DE RADIER	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
DIRIGE PAR :LARABI Sonia	
PROMOTION 2021-2022	

DETAIL DU DRAIN



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: DETAIL DU DRAIN	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
	DIRIGE PAR :LARABI Sonia

FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE DE MUR PLAQUE	ETUDIE PAR : Melle: GHERNAOUT Nabila Melle:HASSANI Lynda
	DIRIGE PAR :LARABI Sonia