

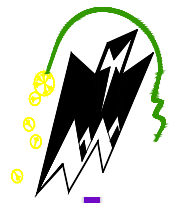
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master professionnel.

Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment (RDC+8étages) à usage
d'habitation, commercial et service contreventé par
voiles et portiques (mixte) avec l'application du logiciel
ETABS*



Dirigé par : M^{me}.YAHIAOULS

Etudié par: M^{elle} TESBIA Karima
M^{elle} TAKOURABT Razika

Année 2017/2018

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^{me} .YAHIAOUI.S, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nos a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants, notamment : Mr. ATLAOUI.D et le Groupe du Bibliothèque.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance :*

*À la mémoire de mon père
Mohammed*

<< ak yarhem rebbi a vava a3ziz >>

*À ceux pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais
assez ma chère mère Yamina*

À mes frères Ferhat et walid

À mes sœurs Dyhia, Kenza et Lamia

*À mes cousins surtout Kahina et mon oncle Amar qui a
toujours été à mes cotés dans tout les moments, et toute
ma grande famille*

À ma binôme Razika ainsi que toute sa famille

*À tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels (la
famille TESBIA et OUKFIFE)*

*À tous mes proches : khalti Zakia et sa famille,
Kamilia Tabouda, Hassina, Akila, Silia, Kamilia,
Fatima, Djida, Hayet, Siloche, Nassima, ...*

À tous mes amis (es)

KARIMA.

Dédicace

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance :*

*A mon chère père Saïde
A ma chère mère Dahbia
A mes frères Mohand et Samir
A ma sœur Kahina
A ma grande mère Fatema*

A ma binôme Karima ainsi que toute sa famille

*A tous mes proches paternels et maternels la famille
TAKOURABT et TIGUERCHA*

*A tous mes proches : Anissa , Kamilia, Roza, Souad,
Fatima, Djida, mestapha,
Karima,...*

A tous mes amis (es)

TAKOURABT Razika.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....de 1-9

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.....de 10– 29

Chapitre III : Calcul des éléments

1. L'acrotère.....de 30-35

2. Plancher.....de 36-51

3. Balcon.....de 52-56

4. Salle machine.....de 57-63

5. Escalierde 64-87

6. Etude de porter à fauxde 88-94

Chapitre IV : Etude de contreventement.....de 95-119

Chapitre V : modélisation de la structure et vérification du RPA

1. Modélisation de la structure.....de 120-132

2. Vérification du RPA.....de 133-147

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

1. Ferrailage des poutres.....de 148-158

2. Ferrailage des poteaux.....de 159-172

3. Ferrailage des voiles.....de 173-186

Chapitre VII : Etude des fondations.....de 187-215

Chapitre VIII : Etude du mur plaque..... de 216-223

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE :

Dans l'état actuel, le secteur de l'habitat et de l'urbanisme rencontre d'énormes difficultés, surtout dans nos grandes villes. Le non disponibilité des assiettes réservées à la construction conduit à prévoir des structures de plus en plus élancés.

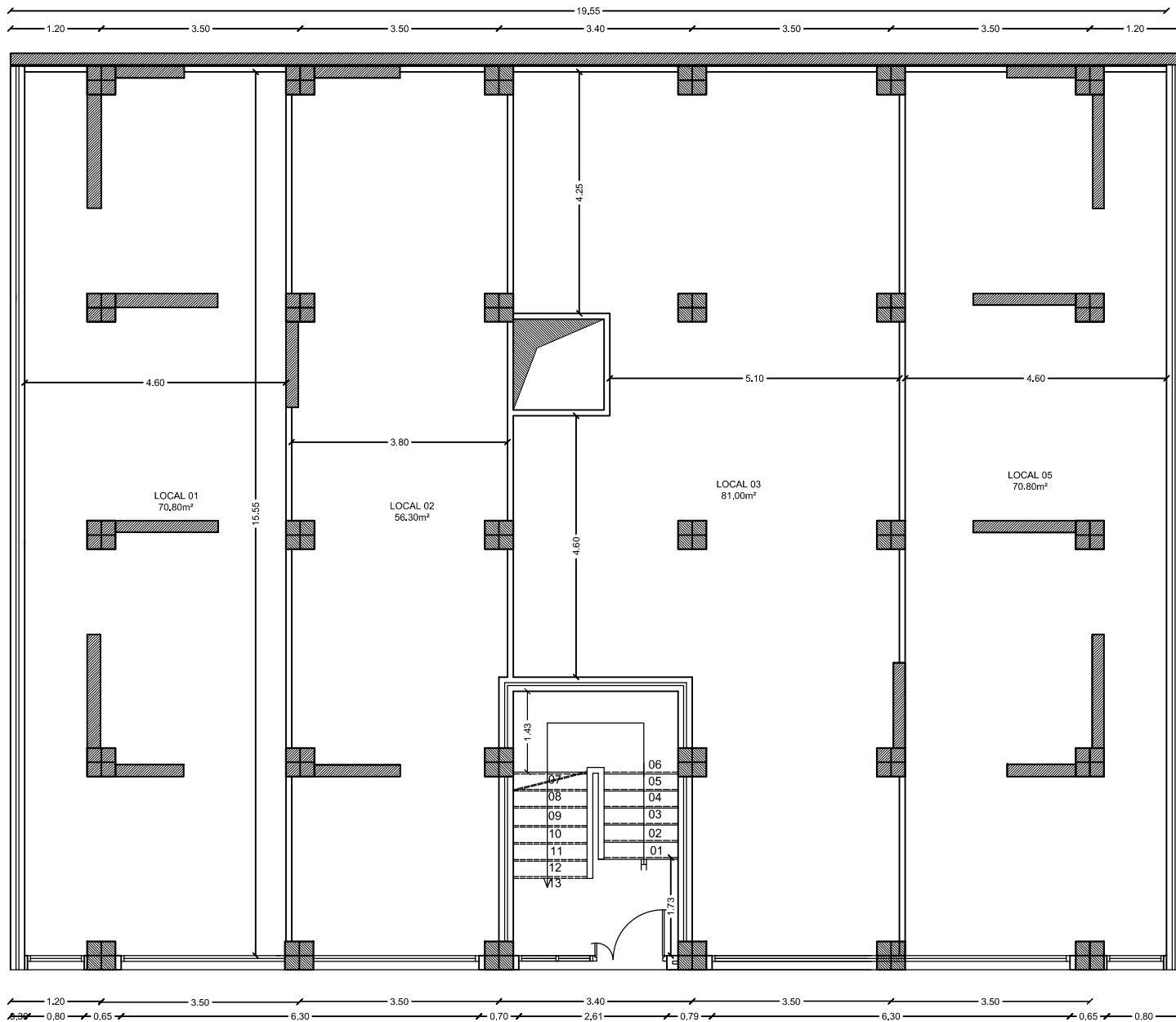
Vu que l'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, type de contreventement à choisir). Tout ouvrage doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité, la résistance de ses éléments structuraux et assurer la sécurité des usagers.

Pour cela, il doit se faire conformément aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le règlement de béton armé à savoir le CBA 93 et le DTR-BC2-2

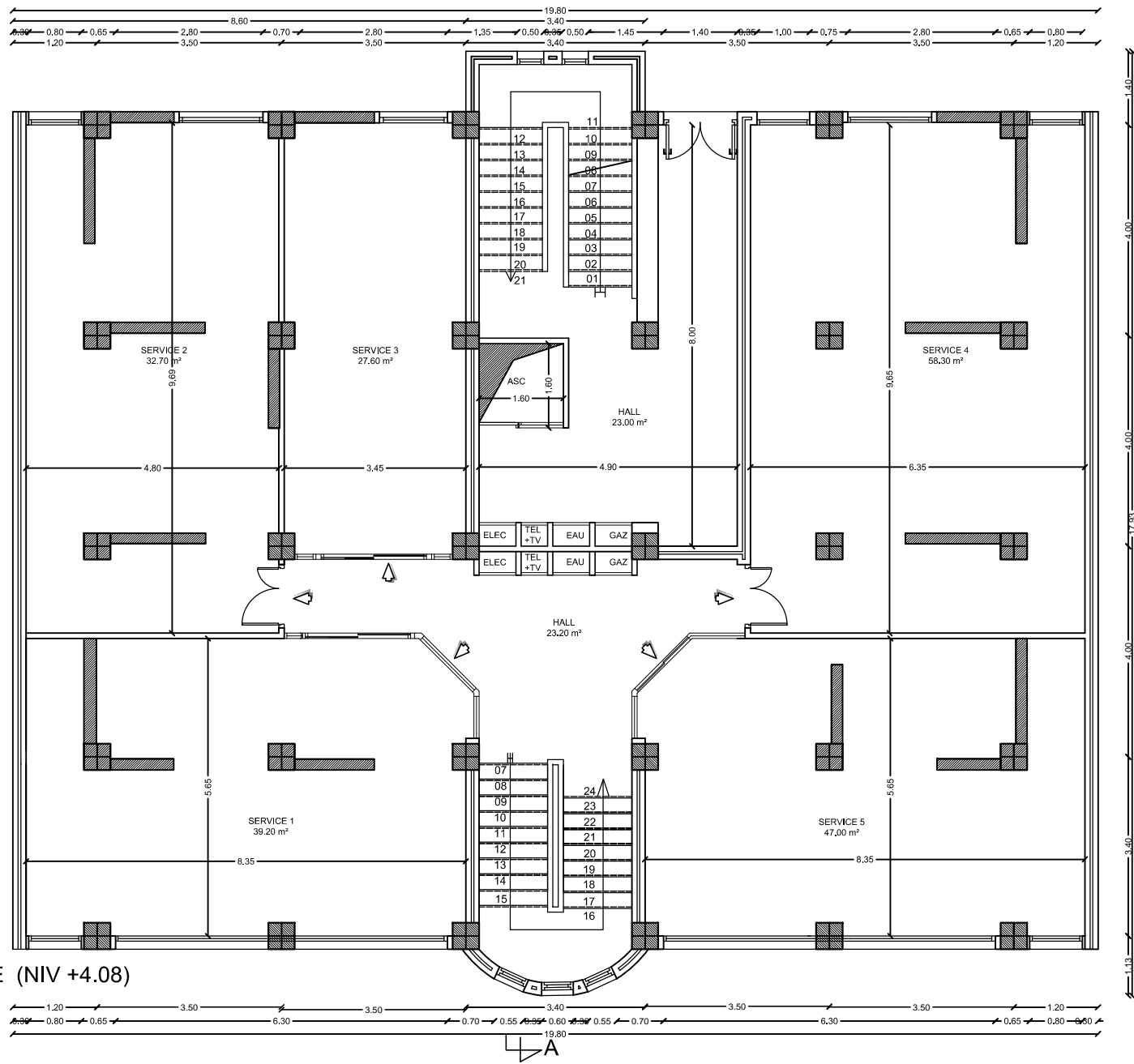
Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous allons calculer une construction implantée à Tizi-Ouzou.

Le travail de calcul et de vérification est mené en suivant les étapes ci-après :

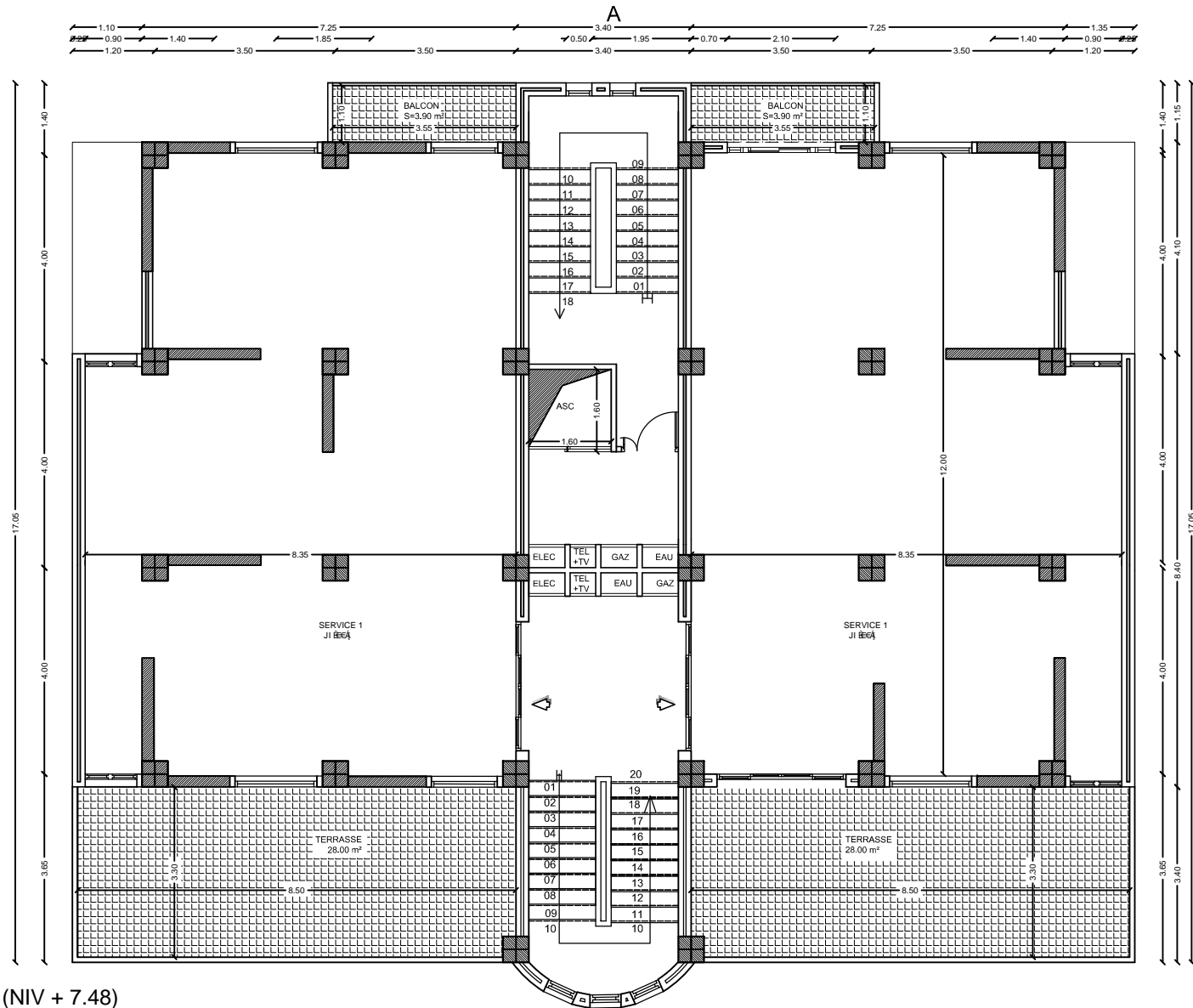
- On commence par la présentation complète du bâtiment et de toutes les données du projet, puis la vérification de la conformité de conception architecturale au règlement en vigueur : décrire la situation de l'ouvrage, les dimensions, le groupe d'usage, le site ...etc.
- Etude statique générale du bâtiment, pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Etude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS version 9.4 et en respectant les Règlements Parasismiques Algériens.
- Après les calculs, on passe aux ferrailages des éléments.
- Etude de l'infrastructure.
- Etude de mur de soutènement.
- Au final, on passe à l'élaboration des plans d'exécution et de ferrailage des différents éléments de la construction.



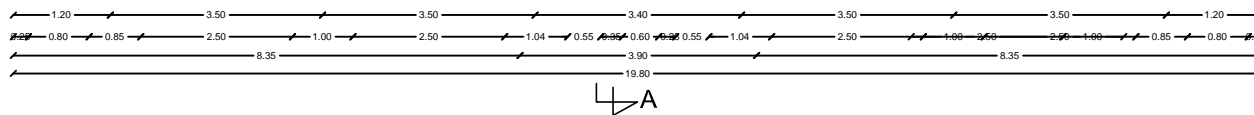
ÚSTĚŘOVÁNÍ PŮDIA ČER

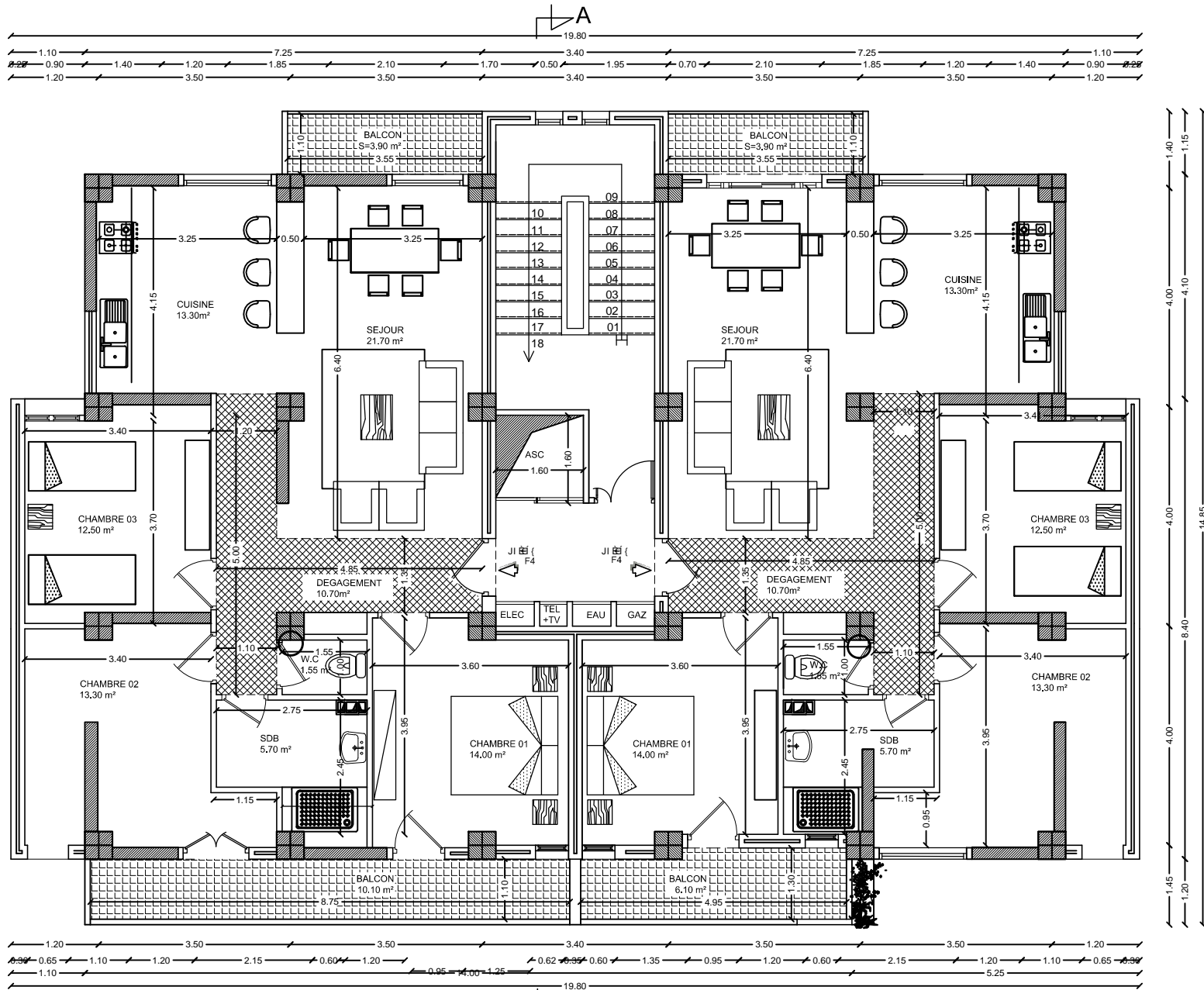


PLAN DU 1ER ÉTAGE (NIV +4.08)

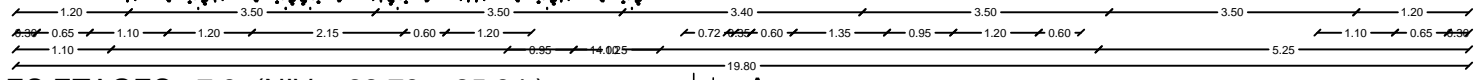
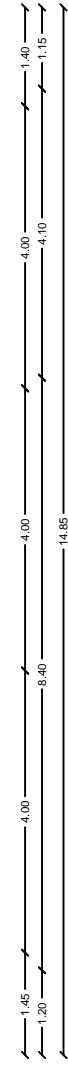
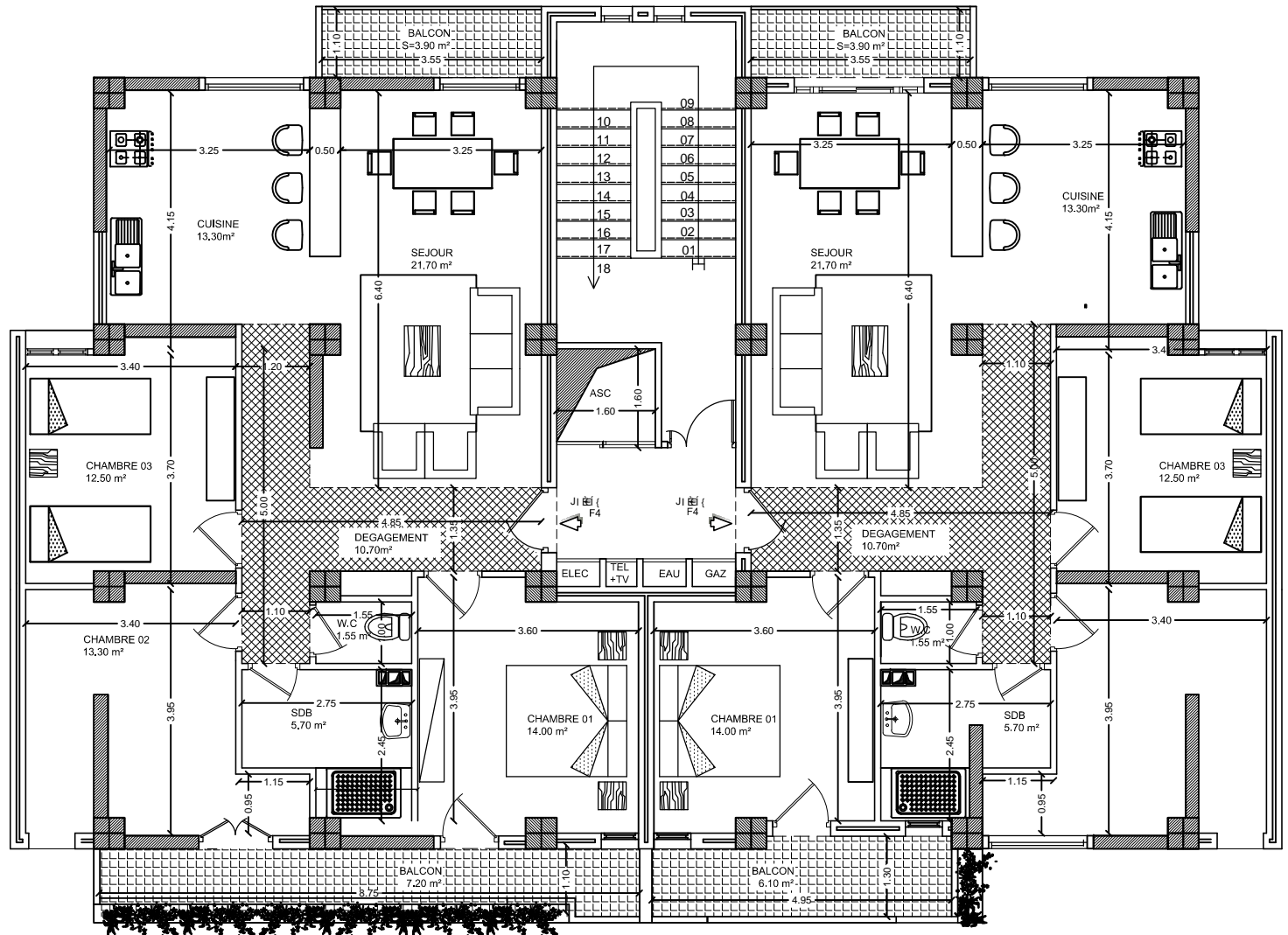
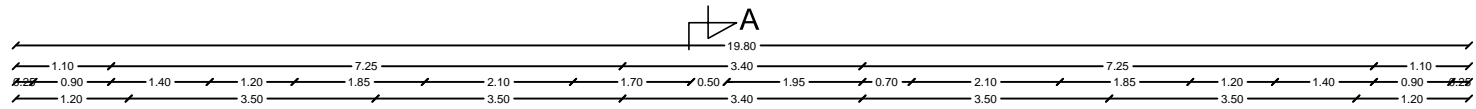


PLAN D'ETAGE: 2 (NIV + 7.48)



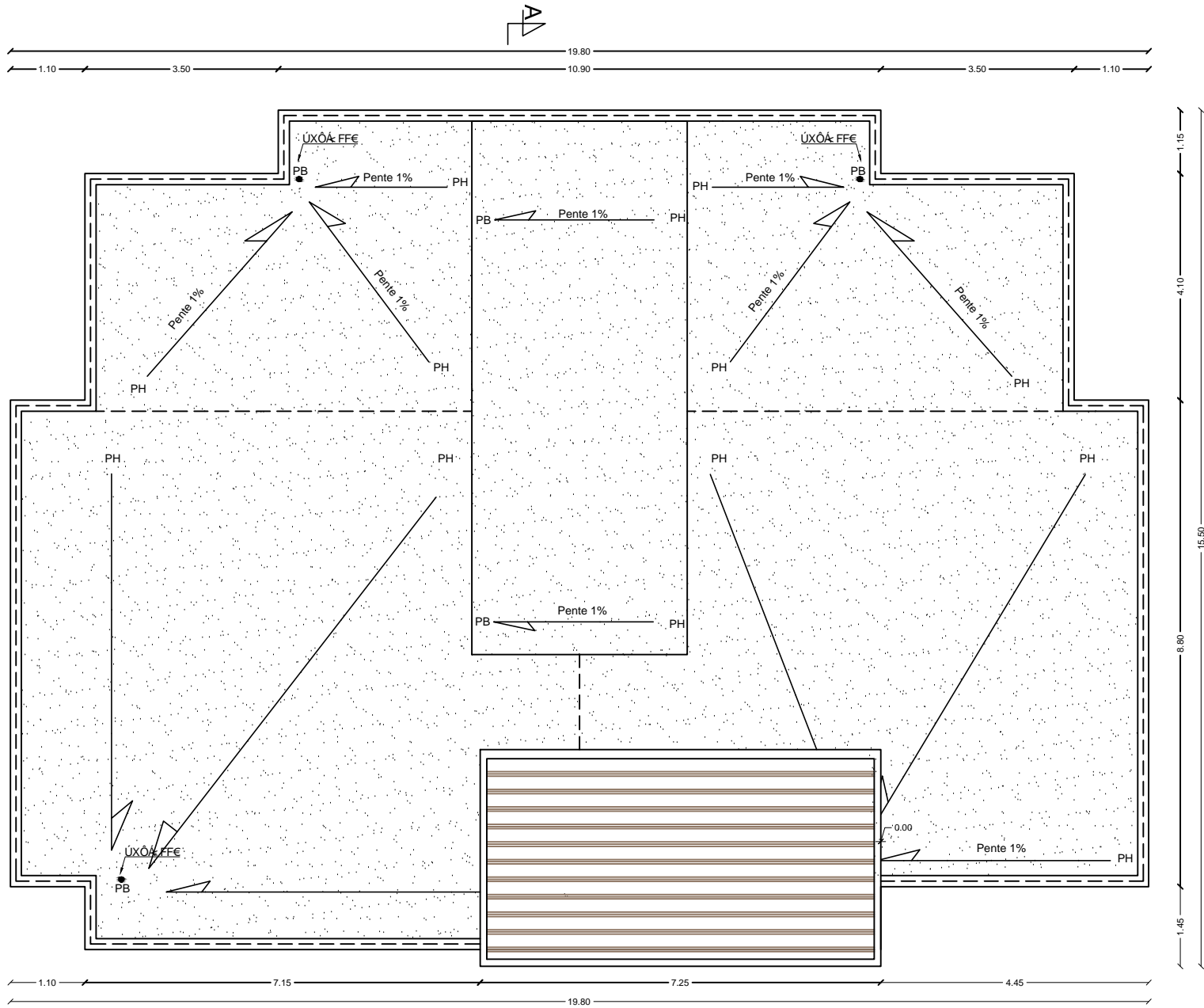


PLAN DES ETAGES: 3,4,5,6 (NIV + 10.54 , +13.60 , +16.66, 19.72)



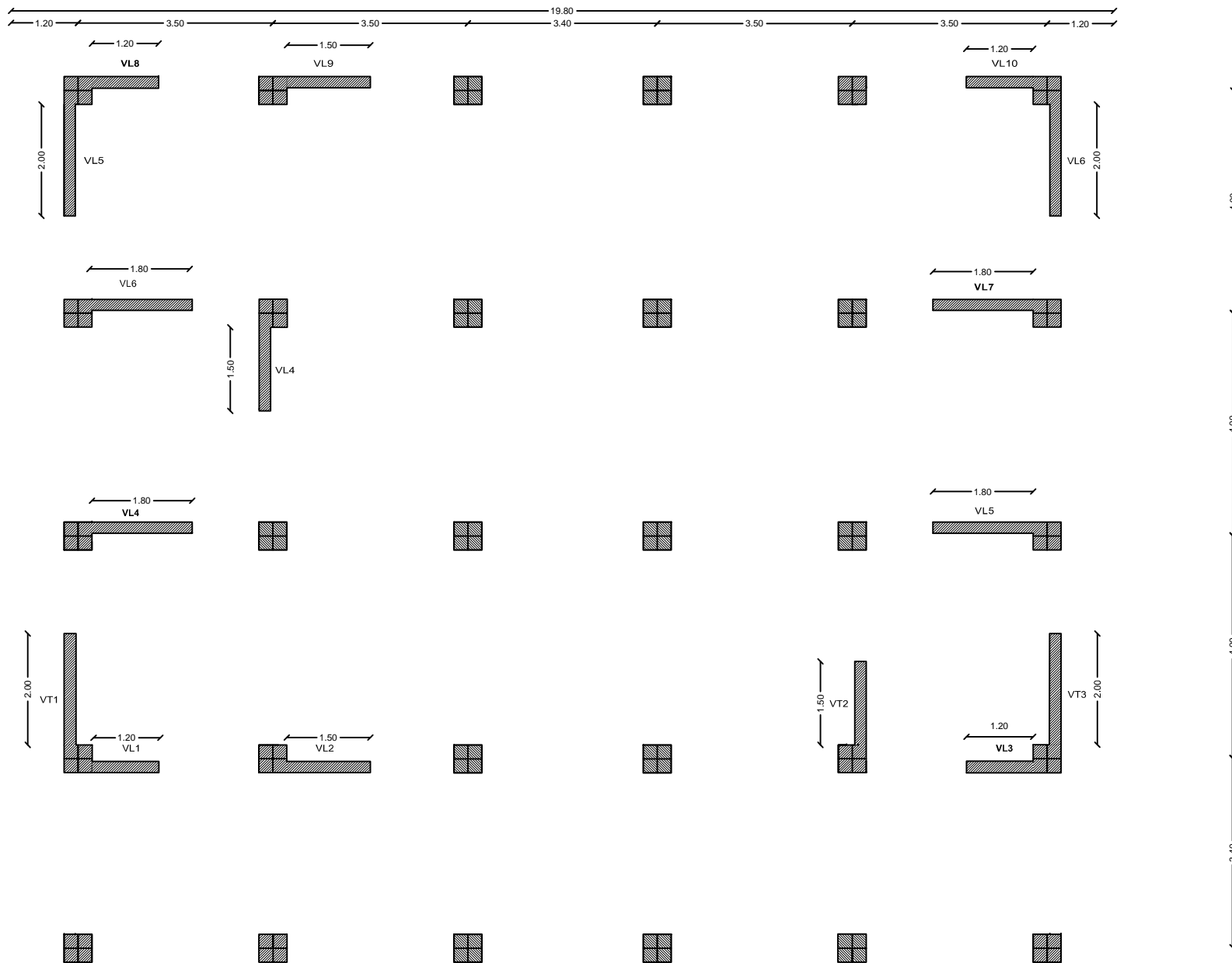
PLAN DES ETAGES : 7,8 (NIV + 22.78, +25.84)



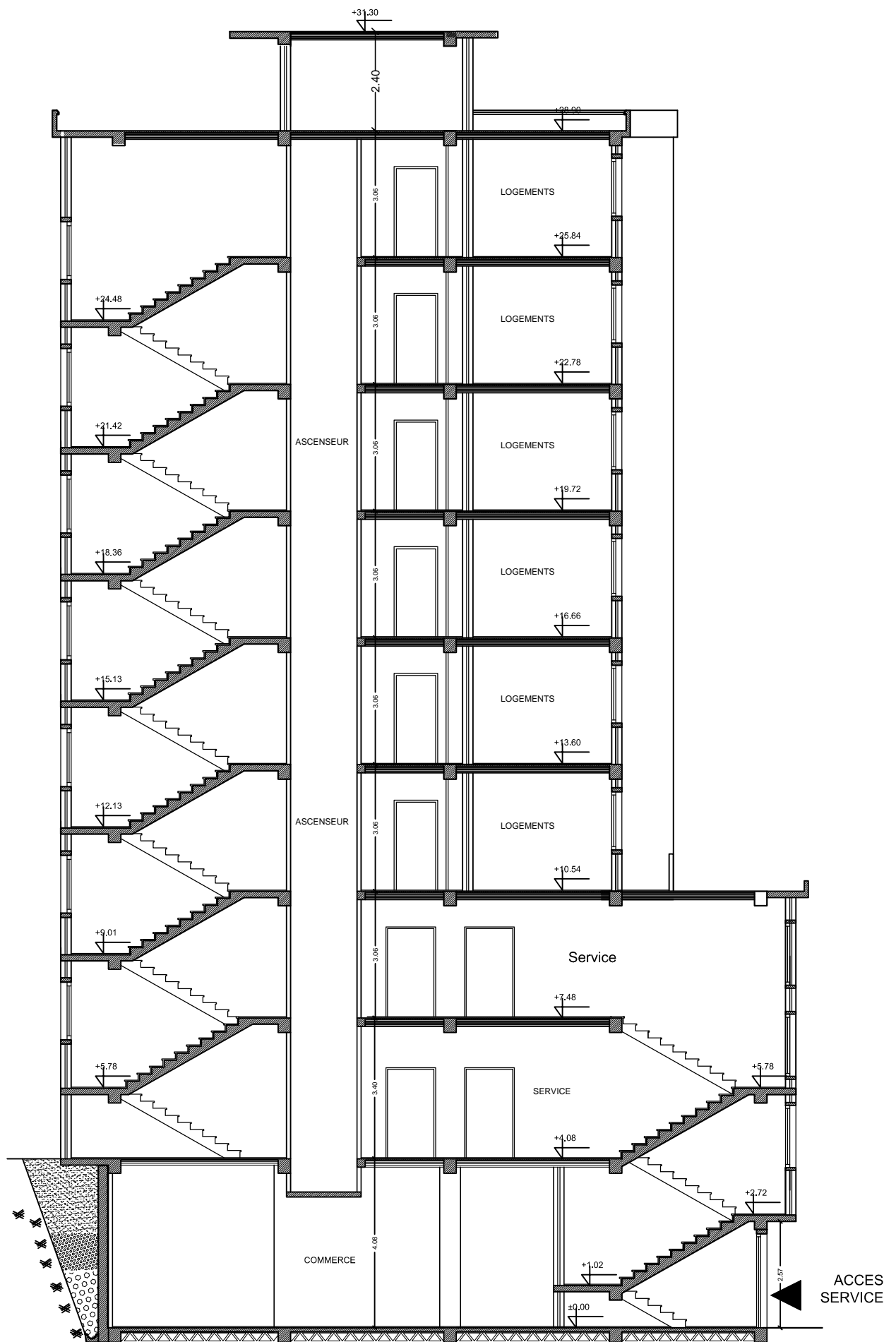


PLAN DE TOITURE

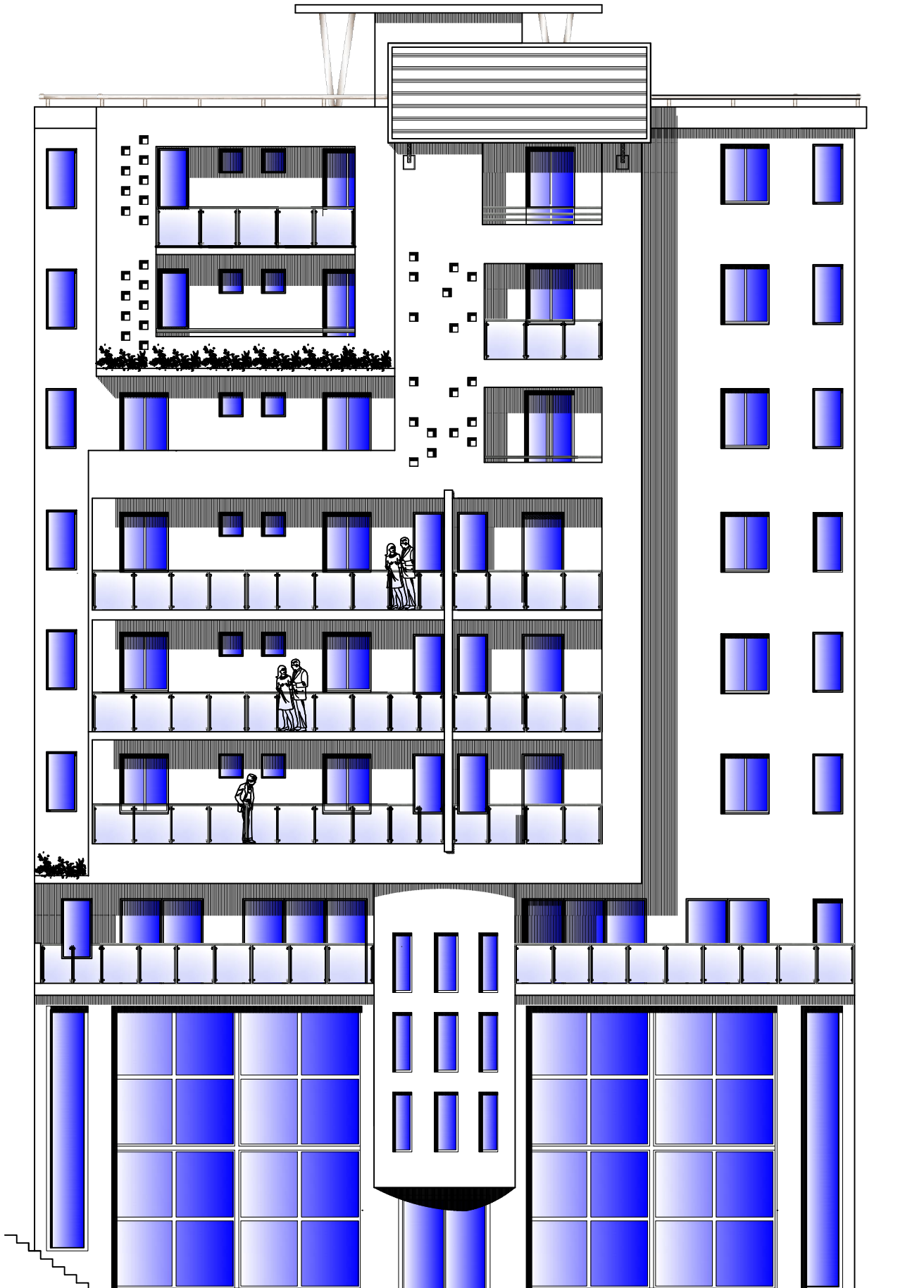




DISPOSITION DES VOILES



COUPE A-A



ΣΕ ΑΕΘΨΠΘ ΩΨΩ



**Chapitre I:
Introduction**

I- Introduction :

Le projet qui nous a été confié, dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude, porte sur l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, commercial et de service. Cet ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité et une bonne qualité en termes de fonctionnement.

On se base pour le calcul des différents éléments sur les règles de calcul de Bâtiment, notamment les documents techniques réglementaires (**DTR**).

Pour cela nos calculs se feront à l'état limite ultime(**ELU**) et à l'état limite de service(**ELS**).

De plus, le bâtiment sera calculé et vérifié sous différentes actions (charges permanentes, charges d'exploitation, séisme, ...etc.).

II- Présentation de l'ouvrage :

II.1 Description :

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (**R+8**) à usage d'habitation, commercial et de service qui sera implanté a **TIZI OUZOU**, classé zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99** version **2003**.

Il comporte un :

- ✓ 01 RDC à usage commercial
- ✓ 01er et 02ème étages à usage de service
- ✓ Les 06 derniers étages à usage d'habitation.
- ✓ 02 cages d'escaliers pour le 01er et le 02ème étage
- ✓ 01 cage d'escaliers pour le RDC et les autres étages
- ✓ 01 cage d'ascenseur.

Remarque :

D'après l'étude technique effectuée sur le sol d'implantation de l'ouvrage, la contrainte admissible du sol est de **2.5 bars**.

II. 2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- Hauteur totale de bâtiment..... H =31.30 m.
- Hauteur du RDC H RDC = 4.08m.
- Hauteur de 01^{er} étageHe = 3,40m.
- Hauteur de 02^{ème} jusqu'à le 08^{ème} étage.....H=3.06m
- Longueur totale du bâtiment19.80 m
- Largeur totale du bâtiment 17.93 m

II.3. Eléments de l'ouvrage :

1) Ossature du bâtiment :

Ce bâtiment est en ossatures mixte, composée de :

Portiques transversaux et longitudinaux et de voiles en béton armé disposés suivant les deux sens (transversal et longitudinal) constituant un système de contreventement assurant avec les portiques la rigidité et la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

2) La maçonnerie :

Murs extérieurs: ils sont réalisés en double cloison de 25cm d'épaisseur (en Brique) creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Murs intérieurs: ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur

3) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages; ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Ils ont pour fonctions :

- supporter leur poids propre et les surcharges, et transmettre les résultantes aux éléments porteurs de la structure (poutres).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Passage des conduites de fumée et les canalisations.
- Protéger contre les incendies...etc

Le plancher terrasse est inaccessible ; il a une forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, et une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

4) Les escaliers :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées, il est composé d'un palier et de paillasse en béton armé. La réalisation s'effectuera par étage.

5) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

6) Les Revêtements:

Plâtre pour les cloisons intérieures et plafond.

Mortier de ciment pour les façades extérieures.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

III-Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Le béton :

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats et le plus souvent, adjuvants qui doivent constituer un ensemble homogène. Les composants sont très différents en fonction de la nature recherchée. La pâte de ciment, élément actif du béton enrobe les granulats. L'objectif est de remplir les vides existants entre les grains.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton. La composition du béton doit être conforme aux règles BAEL91 (modifié99) et du RPA99

(version2003).

a) Résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} :

Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

-Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de **28 jours (f_{c28})**, elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de **200 cm²** de section, d'une hauteur de **32 cm** et **16cm** de diamètre. Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

• **Pour : $J < 28$ jours :**

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

• **Pour : $J > 28$ jours :**

$$f_{cj} = 1.10 f_{c28} \text{ (MPa) pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$$

Pour notre cas : **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.**

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge (j) jours selon le **BAEL91 (modifié99)** (art A 2.1. 12) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow \quad (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Pour notre cas : **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$**

c) Contrainte limite à la compression :(art 4.3.41BAEL91) :

Les différents états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

1) Etat limite ultime (ELU) :

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

- De la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage.
- De la limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.

Soit : f_{bu} la contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \textit{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \textit{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

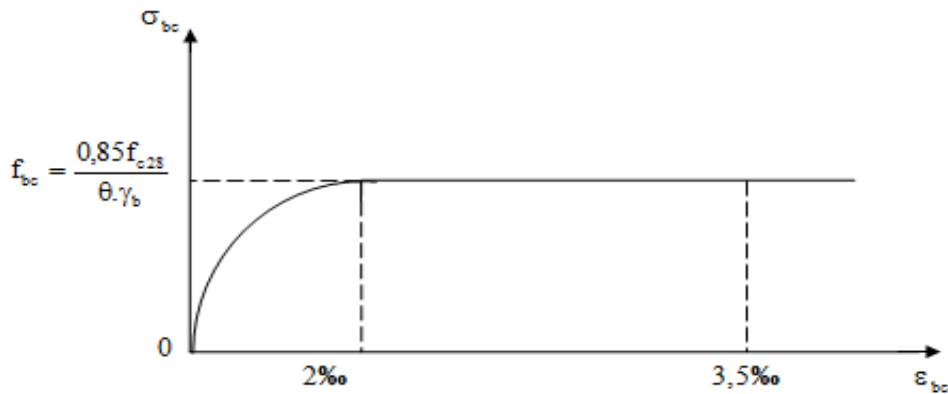
$\theta = 1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



Pour :

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

- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ il s'agit d'une compression avec flexion.

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

2) Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

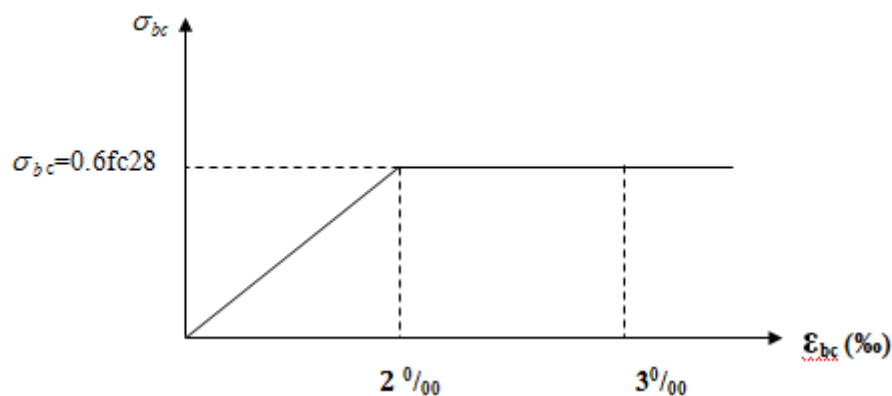
- L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton.
- L'état limite d'ouvertures des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

Soit σ_{bc} la contrainte limite de service à la compression

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{cj} \text{ (Contrainte admissible à l'ELS)}$$

Au 28^{ème} jour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA (ART/ A.4.5.2 BAEL)}$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :



ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$tg\alpha = E_b =$ module d'élasticité

a) Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P.N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}$.

Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal à :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

Module d'élasticité transversal :

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

Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

2. les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface . Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400MPa**.

Treillis soudés [**TL 520**].....**fe=520MPa**.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Module de déformation longitudinal :

$E_s = 200000 MPa$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

Contraintes limites :

A L'état limite ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

⇒

• $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

• f_e : Limite d'élasticité garantie.

• γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

• $\gamma_s = 1,15$ situation courante

• $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

A L'état limite de service (ELS) :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

▪ Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

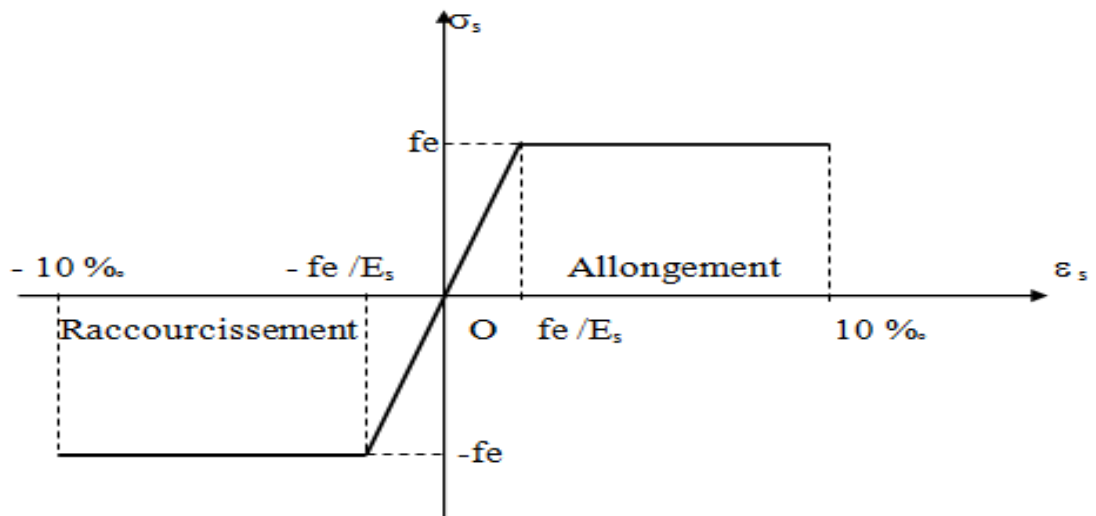
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

• Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

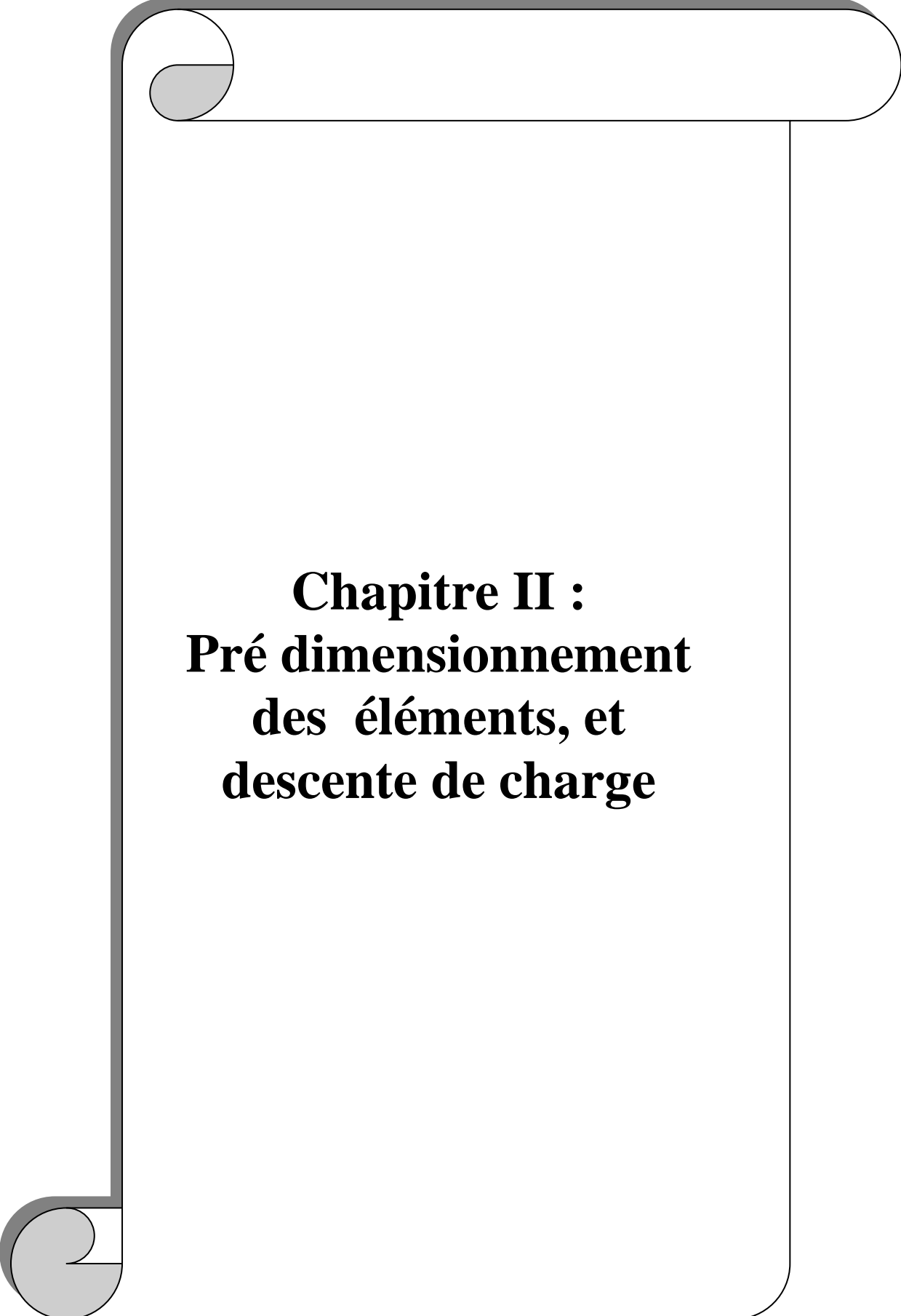
La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

- η est le coefficient de fissuration: $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6 \text{ mm}$).

Diagramme de contrainte déformation de l'acier :Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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. Dans notre cas de bâtiment on prend : **C=3cm**



Chapitre II :
Pré dimensionnement
des éléments, et
descente de charge

II-1) Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments des ouvrages en utilisant les règles en vigueur à savoir :

- RPA 99 révisions 2003
- CBA 93
- DTR BC2-2

II-2) Pré-dimensionnement :

II-2-1) Les planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton arme infiniment rigide. Il sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs de la structure.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher a corps creux en parties courantes, compose de poutrelles, corps creux, dalle de compression, et treillis soude.
- Dalle pleine pour les balcons, porte- a faux et le hall d'ascenseur.

A) Corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée.

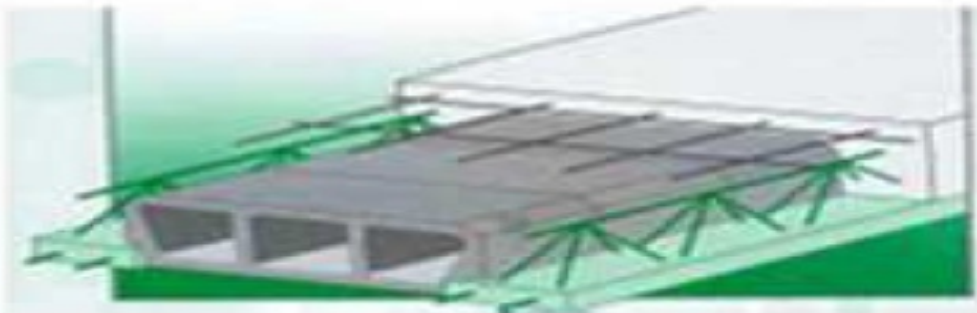


Fig II-1 : coupe transversale d'un plancher a corps creux

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL91 art B.6.8, 424})$$

Avec :

h_t : Épaisseur du plancher,

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{325}{22,5} \geq 14,44 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

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

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

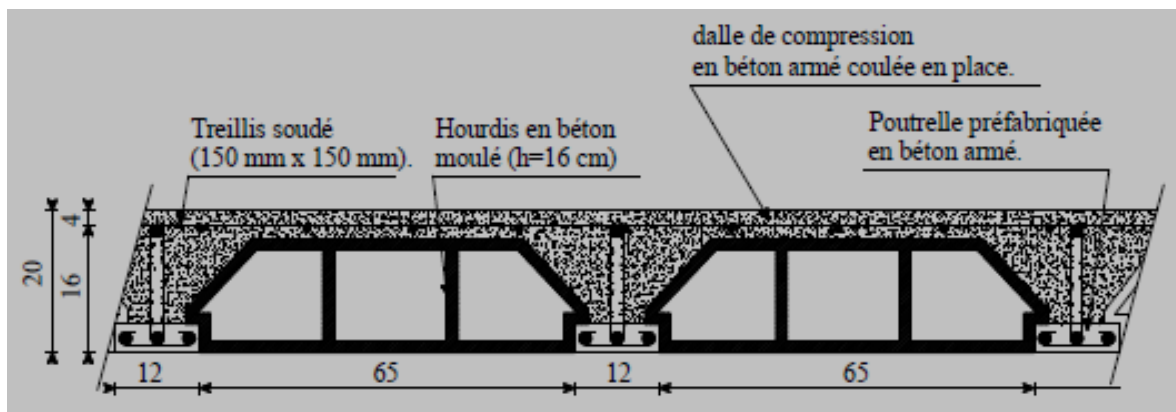


Fig II-2 : vue en coupe d'un plancher en corps creux (16+4) [cm].

B) Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

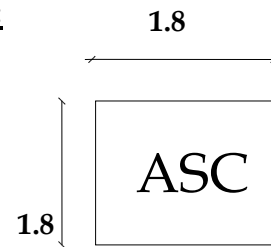
- La résistance a la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La Résistance au feu.

L'épaisseur minimale de la dalle pleine des salles machines :

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 180 \text{ cm}$$

$$L_y = 180 \text{ cm}$$



A- Résistance a la flexion :

Dans notre bâtiment nous avons une dalle pleine repose sur quatre appuis au niveau des salles machines.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{180} = 1 \quad \text{Donc} : \text{ le panneau est portant dans les deux sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{180}{30} \Rightarrow E_p \geq 6 \text{ cm}$$

B- Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

C- Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow E_p \geq 14 \text{ cm} .$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA99-V2003) est de 12cm ; on retiendra $e = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

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

II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

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

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

- Avec :
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

a- Poutres principales PP:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L=400-25=375\text{cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

$$(\text{Zone II}_a \Rightarrow b \geq 25\text{cm})$$

Donc on opte **b=30cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres principales PP \Rightarrow (30x35) cm²

b- Poutres secondaires PS :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 350 - 25 = 325\text{cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} ;$$

On opte **b=30cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres secondaires PS \Rightarrow (30x35) cm²

II-2-3) Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera par la descente des charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

La combinaison des charges et surcharges est exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G+Q$$

Avec :

N : effort de compression repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante : $S = N_s / \sigma_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire en la zone IIa, on a :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

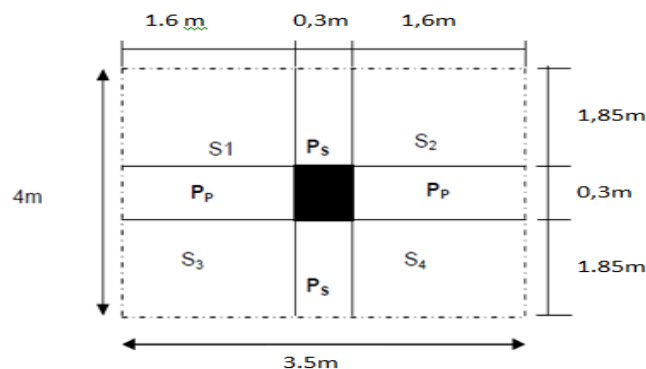
❖ Détermination des charges et surcharges revenants au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité :

Nous avons quatre (04) poteaux qui sont plus sollicités que les autres.

Pour parvenir au pré dimensionnement des poteaux, nous avons choisi de faire l'étude sur le poteau (B3)

I- Calcul de la surface d'influence :



$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.6 \times 1.85) \times 4 = 11.84 \text{ m}^2 \Rightarrow S_n = 11.84 \text{ m}^2$$

2- Charges permanentes:

a/ Plancher en corps creux de la terrasse :

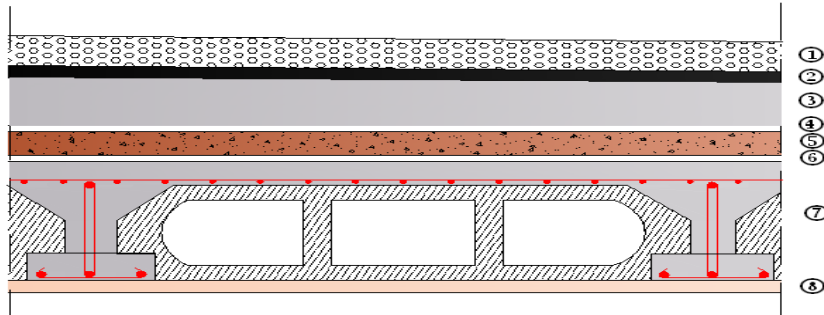


Fig II-3 : coupe transversale Plancher en corps creux de la terrasse

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Couche de gravier roulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Feuille de polyane	-	-	0,01
8	Plancher en corps creux	0,20	14,25	2,85
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				$G_{pl} = 5,89 \text{ KN/m}^2$

b/ Dalle pleine de la salle machine:

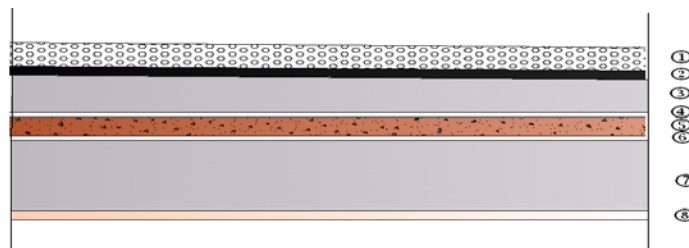


Fig II-4 : coupe transversale d'une dalle pleine de la salle machine

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Couche de gravier roulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	-	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	-	0,01
7	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
8	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				$G_{pl 2} = 6,79 \text{ KN/m}^2$

c/ Plancher en corps creux étage courant:

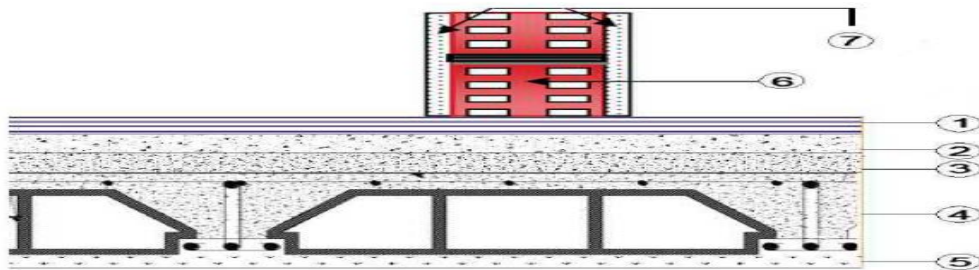


Fig II-5 : coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,2	14,25	2,85
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Brique creuse de 8 trous	0,1	9	0,9
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				$G_{pc 1} = 5,35 \text{ KN/m}^2$

d/ Mur extérieur :

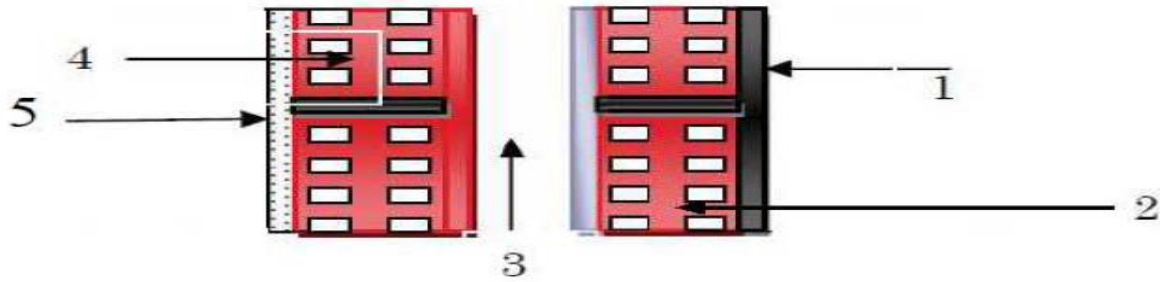


Fig II-6 : coupe du mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Cloison en briques creuses 8 trous	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0,02	10	0,20
$G_{me} = 2.44 \text{ KN/m}^2$				

e/ Mur intérieure :

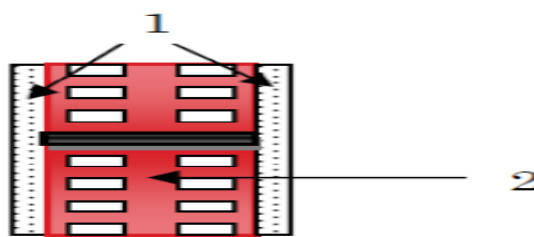


Fig II-7 : coupe du mur intérieure

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Mortier en plâtre	0,02	20	0,40
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0,10	9	0,90
$G_{mi} = 1.30 \text{ KN/m}^2$				

3- Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m ²
Plancher étage courant (habitation)	1.50 KN/m ²
Plancher étage courant (Service)	2.5 KN/m ²
Plancher de RDC (usage commerciale)	5 KN/m ²
Balcon	3.50 KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²
Escalier et Hall d'ascenseur	2.50 KN/m ²

4- Poids propre des éléments :

A/ Poids propre revenant pour chaque plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, il suffit d'effectuer le produit de son poids surfacique par sa surface, comme le montre la formule suivante :

$$P = G \times S_n$$

Avec :

S_n : surface nette du plancher considère.

G : charge permanente sur le plancher

- Plancher de la terrasse : $G \times S_n = 5.89 \times 11,84 = 69,737 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $G \times S_n = 5.35 \times 11,84 = 63,344 \text{ KN}$

B/ Poids propre revenant pour chaque poutre :

Pour obtenir le poids propre d'une poutre, il suffit d'effectuer le produit de son volume par le poids volumique du matériau qui la compose, comme le montre la formule suivante :

$$P = \rho \times V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) pour le béton armé.

V : volume de la poutre.

- Poutre principale :

$$P_{pp} = \rho \times V_{pp} \Rightarrow P_{pp} = 25 [(0,3 \times 0,35) (4 - 0,3)] \Rightarrow P_{pp} = 9.71 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = \rho \times V_{ps} \Rightarrow P_{ps} = 25 [(0,3 \times 0,35) (3.5 - 0,3)] \Rightarrow P_{ps} = 8.4 \text{ KN}.$$

D'ou le poids total des poutres qui est de :

$$P_T = P_{pp} + P_{ps} = 9.71 + 8.4 = 18.11 \text{ KN} \Rightarrow P_T = 18.11 \text{ KN}$$

C/ Surcharges d'exploitations :

Poids de la surcharge revenant à chaque plancher (Q) :

Le poids de la surcharge revenant a chaque plancher est calcule a partir de la formule suivante

$$Q = q \times S_n$$

Avec :

q : surcharge revenant au plancher considère fixée par le (DTR B.C.2.2) ;

S_n : surface de contact de la surcharge.

- **Plancher terrasse Q_t :**

$$Q_t = q_t \times S_n \Rightarrow Q_t = 1,00 \times 11,84 \Rightarrow Q_t = 11,84 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant Q_{ec} (habitation):**

$$Q_{ec} = q_{ec} \times S_n \Rightarrow Q_{ec} = 1,50 \times 11,84 \Rightarrow Q_{ec} = 17,76 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_{ec} = 17.76 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant Q_{ec} (Service):**

$$Q_{ec} = q_{ec} \times S_n \Rightarrow Q_{ec} = 2,50 \times 11,84 \Rightarrow Q_{ec} = 29.6 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_{ec} = 29.6 \text{ KN}$$

- **RDC (commerce):**

$$Q_{ec} = q_{ec} \times S_n \Rightarrow Q_{ec} = 5 \times 11,84 \Rightarrow Q_t = 59,2 \text{ KN.}$$

D/ Poids propre des poteaux :

Le poids propre des poteaux est calcule avec l'utilisation de la formule ci-dessous :

$$G = \rho \times V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose le poteau, (ρ = 25KN) pour le béton armé.

V : volume du poteau considère.

- **Poids poteau RDC et étages courants :**

1/ Poteaux d'étage courant :

$$H = 3,06 \text{ m}$$

$$G = h \times S \times \rho \Rightarrow G = 3,06 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 \Rightarrow G = 6.88 \text{ KN.}$$

2/Poteaux 1^{er} étage :

$$H=3,40\text{m}$$

$$G = h \times S \times \rho \Rightarrow G = 3,40 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 \Rightarrow G = 7,65 \text{ KN.}$$

3/Poteaux RDC :

$$H = 4,08\text{m.}$$

$$G = h \times S \times \rho \Rightarrow G = 4,08 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 \Rightarrow G = 9,18 \text{ KN.}$$

5- Descente des charges :

Fonctionnement mécanique de la structure :

- 1- Les charges sont appliquées en premier lieu au plancher.
- 2- Le plancher s'appuyant sur son pourtour (les poutres) transmet à ces dernières les charges et les surcharges qui lui sont appliquées.
- 3- A leur tour les poutres s'appuyant sur les porteurs verticaux (ici les poteaux), transmettent à ces derniers une charge concentrée (effort normal de compression).
- 4- Les poteaux sont ainsi amènes à collecter les charges et surcharges transmises par les différents étages, pour les transmettre à leur tour aux fondations.

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2

La loi de dégression est :

$$\left. \begin{aligned}
 Q_{\text{totale}} &= Q_0 \\
 Q_{\text{totale}} &= Q_0 + Q_1 \\
 Q_{\text{totale}} &= Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\
 Q_{\text{totale}} &= Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\
 &\vdots
 \end{aligned} \right\} \text{Pour } n \leq 4$$

Pour $n \geq 5$

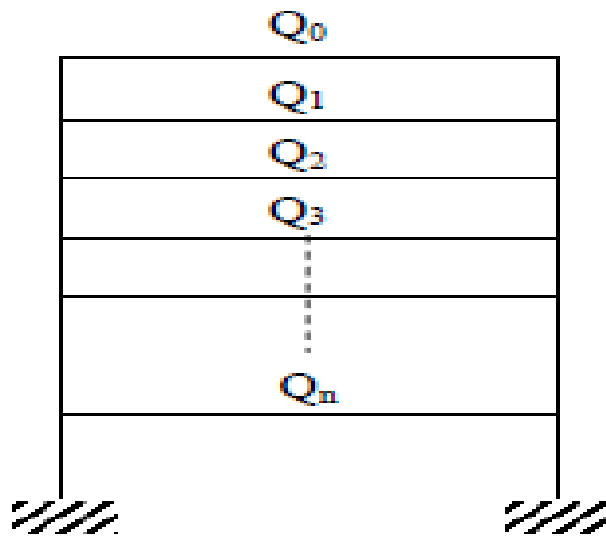
$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Q_{totale} : Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 8).

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



Sous le 8eme étage : $Q_0 = 11,84$ KN.

Sous le 7eme étage : $Q_0 + Q_1 = 11,84+17.76=29.6$ KN.

Sous le 6eme étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 45,58$ KN.

Sous le 5eme étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 59,79$ KN.

Sous le 4eme étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 72,22$ KN.

Sous le 3eme étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 82,88$ KN.

Sous le 2eme étage : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 100.64$ KN.

Sous le 1eme étage : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 117.51$ KN.

Sous le RDC : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 154.39$ KN.

Tableau II-1 : tableau récapitulatif de la décente de charge :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Qi	Q _{cumulée}		Section trouvée	Section adoptée
8	69.73	15.09	0	84.82	84.82	11.84	11.84	96.66	64.44	30x30
7	63.34	15.09	6.88	85.31	170.13	17.76	29.6	199.73	133.15	30x30
6	63.34	15.09	6.88	85.31	255.44	17.76	45.58	301.02	200.68	30x30
5	63.34	15.09	6.88	85.31	340.75	17.76	59.79	400.54	267.02	35x35
4	63.34	15.09	6.88	85.31	426.06	17.76	72.22	498.28	332.16	35x35
3	63.34	15.09	6.88	85.31	511.37	17.76	82.88	594.25	396.16	35x35
2	63.34	15.09	6.88	85.31	596.68	29.6	100.69	697.37	464.91	40x40
1	63.34	15.09	7.65	86.08	682.76	29.6	117.51	800.27	533.51	40x40
RDC	63.34	15.09	9.18	87.58	770.34	59.2	154.39	924.73	616.48	40x40

6- Vérifications :

A- Vérifications relatives aux coffrages :

En zone IIa, l'art 7.5.1 du (RPA99-V2003) nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

RDC, 1^{er} étage et 2^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40\text{cm}, 40\text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (condition vérifié)

RDC:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 408/20 = 20.4$ (condition vérifié)

1^{er} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 340/20 = 17$ (condition vérifié)

2^{éme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$ (condition vérifié)

- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4$ (Condition vérifié)

3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35\text{cm}, 35\text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
 - $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$
 - $b_1/h_1 = 35/35 = 1$
- (condition vérifié)

6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30\text{cm}, 30\text{ cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
 - $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$
 - $b_1/h_1 = 30/30 = 1$
- (condition vérifié)

B- Vérifications relatives aux coffrages :

En zone IIa, l'art 7.5.1 du (RPA99-V2003) nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

RDC, 1^{er} étage et 2^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (condition vérifié)

RDC:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 408/20 = 20.4$ (condition vérifié)

1^{er} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 340/20 = 17$ (condition vérifié)

2^{éme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$ (condition vérifié)

- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4$ (Condition vérifié)

3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35\text{cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
 - $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$
 - $b_1/h_1 = 35/35 = 1$
- } (condition vérifié)

6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} étage :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30\text{cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
 - $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$
 - $b_1/h_1 = 30/30 = 1$
- } (condition vérifié)

C- Vérifications relatives au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

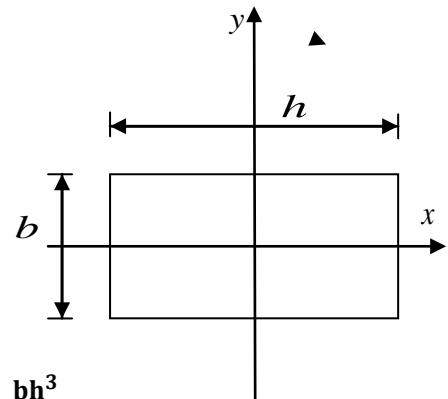
- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\boxed{\lambda \leq 50} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_y}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$; Avec : $I_y = \frac{bh^3}{12}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.



Donc :

$$\boxed{\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b}}$$

On remplace dans l'expression de l'élancement i et l_f par leurs expressions et on aura :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 l_0}{b/\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

- **Poteaux (40x40) [cm²] de RDC :**

$$l_0 = 4.08 \text{ m}, b = 0.40 \text{ m} \Rightarrow X = 2.425$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Poteaux (40x40) [cm²] de 1^{er} étage :**

$$l_0 = 3.4 \text{ m}, b = 0.40 \text{ m} \Rightarrow X = 2.425$$

$$\lambda = 20.61 < 50 \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Poteaux (40x40) [cm²] du 2^{ème} étage :**

$$l_0 = 3.06 \text{ m}, b = 0.40 \text{ m} \Rightarrow X = 2.425$$

$$\lambda = 18.55 < 50 \text{ (condition vérifiée)}$$

- Poteaux (35x35) [cm²], du 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage :

$$l_0 = 3.06\text{m}, b = 0,35 \text{ m} \Rightarrow X = 2,425$$

$$\lambda = 21.20 < 50 \text{ (condition vérifiée).}$$

- Poteaux (30x30) [cm²], du 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage :

$$l_0 = 3.06\text{m}, b = 0,30 \text{ m} \Rightarrow X = 2,425$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \text{ (condition vérifiée).}$$

- Pour toutes les sections des poteaux qu'on a choisis, la condition qui satisfait la stabilité de forme (flambement) est vérifiée.

D- Vérifications relatives à la rigidité :

Les poteaux doivent avoir une rigidité supérieure a celle des poutres, car si la rupture survient, il est préférable qu'elle se produise aux niveaux des éléments portes (poutres).

Pour cela, il est impératif de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} > 1$$

Avec :

K_{poteau} : la rigidité du poteau qui est prise égala à $\frac{I_{poteau}}{h_c}$

K_{poutre} : la rigidité de la poutre qui est prise égala à $\frac{I_{poutre}}{L_c}$

h_c : hauteur libre du poteau.

L_c : portée libre de la poutre.

- RDC :

$$h_c = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$L_c = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c} = \frac{bh^3}{12 h_c} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 373} = 571.93 \text{ cm}$$

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c} = \frac{bh^3}{12L_c} = \frac{25 \times 35^3}{12 \times 360} = 248.12 \text{ cm}$$

D'ou : $\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{571.93}{248.12} = 2.30 > 1$ (condition vérifié)

- 1^{er} étage :

$$h_c = 340 - 35 = 305 \text{ cm}$$

$$L_c = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c} = \frac{bh^3}{12 h_c} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 305} = 699.45 \text{ cm}$$

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c} = \frac{bh^3}{12L_c} = \frac{25 \times 35^3}{12 \times 360} = 248.12 \text{ cm}$$

D'ou : $\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{699.45}{248.12} = 2.81 > 1$ (condition vérifié)

• 2^{er} étage :

$h_c = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$L_c = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c} = \frac{bh^3}{12 h_c} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 271} = 787.20 \text{ cm}$$

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c} = \frac{bh^3}{12L_c} = \frac{25 \times 35^3}{12 \times 360} = 248.12 \text{ cm}$$

D'ou : $\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{787.20}{248.12} = 3.17 > 1$ (condition vérifié)

• 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage :

$h_c = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$L_c = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c} = \frac{bh^3}{12 h_c} = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 271} = 461.44 \text{ cm}$$

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c} = \frac{bh^3}{12L_c} = \frac{25 \times 35^3}{12 \times 365} = 244.72 \text{ cm}$$

D'ou : $\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{461.44}{244.72} = 1.06 > 1$ (condition vérifié)

• 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage :

$h_c = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$L_c = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_c} = \frac{bh^3}{12 h_c} = \frac{30 \times 30^3}{12 \times 271} = 249.07 \text{ cm}$$

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_c} = \frac{bh^3}{12L_c} = \frac{25 \times 35^3}{12 \times 370} = 241.41 \text{ cm}$$

D'ou : $\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{249.07}{241.41} = 1.03 > 1$ (condition vérifié)

❖ La condition de rigidité est satisfaite pour tous les niveaux.

Conclusion :

Avec autres les vérifications sont effectuées on adopte donc pour le pré dimensionnement des poteaux les sections suivantes :

- Poteaux (40 X40) [cm²], pour le RDC, 1er, 2ème étage.
- Poteaux (35X35) [cm²], pour le 3ème ,4ème et 5ème étage.
- Poteaux (30X30) [cm²], pour le 6ème ,7ème et 8ème étage.

Disposition constructive :

D'après l'art 7.6.2 du (RPA99-V2003), on adoptera la même section pour tous les poteaux d'un même niveau.

II-2-4) Acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + [(0,1 + 0,07) \times 0,1] / 2 \Rightarrow S = 0,0685 \text{m}^2$$

Calcul de la charge permanente de l'acrotère :

$$G = S \times \rho = 0,0685 \times 25 = 1.71 \text{KN/ml}$$

ρ : poids volumique de béton armé ($\rho = 25 \text{KN/m}^3$)

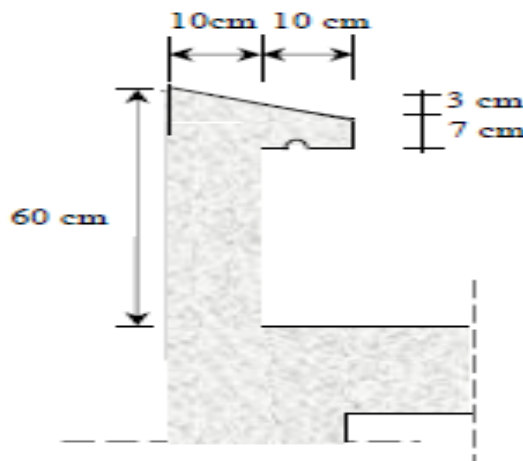


Fig II-8 : coupe transversal de l'acrotère

II-2-5) Les voiles :

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

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99, et les éléments sont considérés comme voiles s'ils satisfont la condition suivante: $L \geq 4e$

Avec :

e : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles

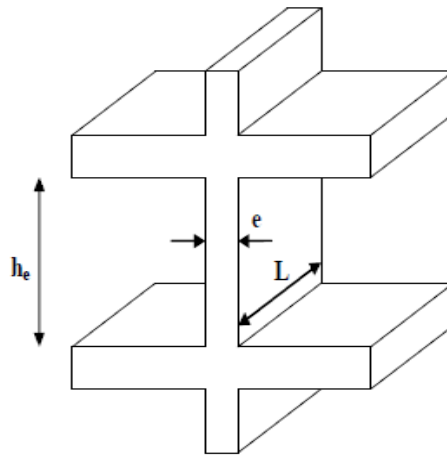


Fig II-9 : coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas, on prend pour le :

RCD:

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

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e=19,4 \text{ cm}}$$

1er étage:

$$h_e = H - e_p = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e=16 \text{ cm}}$$

les autres niveaux :

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

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e=14,3 \text{ cm}}$$

Donc on opte: **e=20cm** pour tout les voiles

Calcul de la longueur minimale :

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm.}$$

Conclusion :

En retiendra pour le pré-dimensionnement des voiles les valeurs suivantes :

$$e = 20 \text{ cm} ; L_{\min} = 80 \text{ cm}$$



Chapitre III :
Calcul des éléments

III.1) Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments sera mené sous l'effet des sollicitations dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitations.

Les éléments qui seront concernés par les calculs de ce présent chapitre sont :

- 1- L'acrotère.
- 2- Les planchers
- 3- Les balcons
- 4- La dalle pleine pour la salle machine.
- 5- Les escaliers et la poutre palière
- 6- Porte à faux (poutre palière)

III.2) Calcul des éléments secondaires**III.2.1) L'acrotère :**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due à son poids propre « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r » dans la section de l'encastrement.

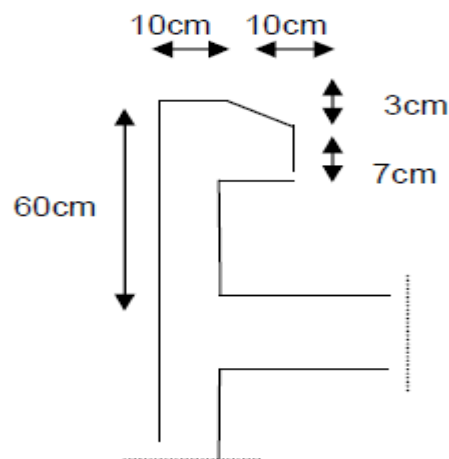


Fig III-1 : coupe transversale de l'acrotère

I. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G = 1.71 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KNm}$.

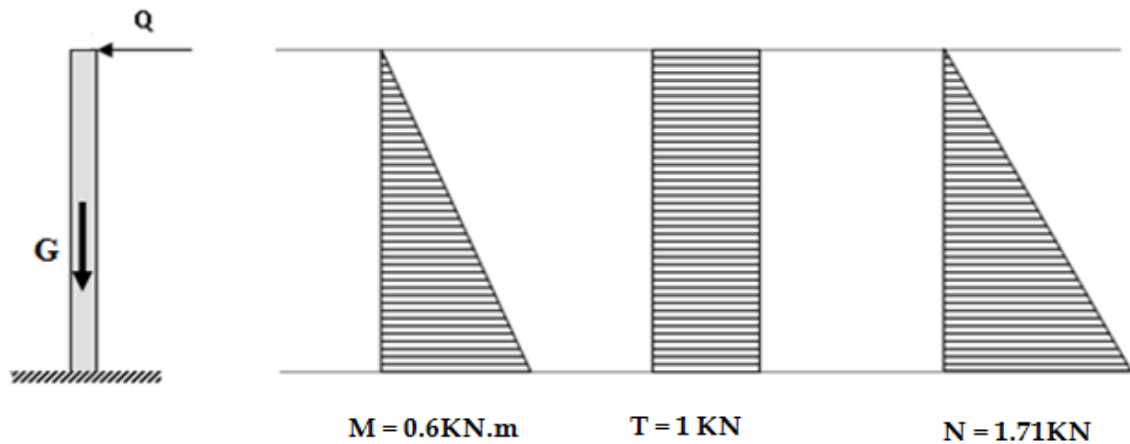
Diagramme des efforts internes (M, N, T) :

Fig II-2 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

II. Combinaisons de charges :**a- Etat limite ultime :**

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

-Effort normal de compression : $N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.71 = 2,30 \text{ KN}$

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

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

b- Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

-Effort normal de compression : $N_s = N = 1.71 \text{ KN}$

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

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

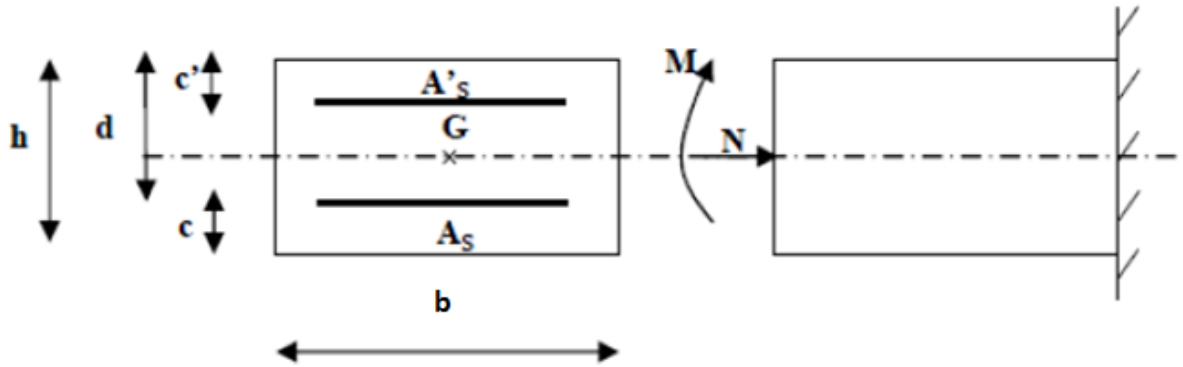


Fig III-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec : h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d = h - c : Hauteur utile.

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

III. Ferraillage de l'acrotère :

Etat limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,30} = 0,39m \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,02m$$

: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée.**

-Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

Etape fictive :

Calcul de moment fictif M_f:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,30 \times (0,05 - 0,03) = 0,946KN.m$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,946 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (7)^2} = 0,0136 < \mu_{id} = 0,186 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,946 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0,993} = 0,35cm^2$$

Etape réelle :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{1.71 \times 10}{348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

IV. Vérifications :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot (d)}{e_s - 0.185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{35 - 0.455 \times (7)}{35 - 0.185 \times (7)} \right] \times 100 \times 7 = 0.797 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{min}$ (Condition non vérifiée)

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Armatures principales :

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 3 \text{ HA8} = 1.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$.

2) Contrainte tangentielle :

La fissuration étant préjudiciable; la contrainte de cisaillement doit donc vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \left(\min \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right)$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.0021 \text{ KN/cm}^2$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant.

b : largeur de la bande considérée = 100 cm.

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

$$\overline{\tau_u} = \left(\min \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$

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

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.6 \Rightarrow \sum U_i = 9.42 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 9.42 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.253 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.253 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(condition vérifié)}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

4) Ancrage des barres : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.84} = 21.16 \text{ cm}$$

Avec: $\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}.$

On retiendra : $L_s = 25 \text{ cm}$

5) Espacement des barres :

Armatures principales: $St < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

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

$St = 18 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

6) Vérification des contraintes dans les aciers (BAEL91-art A.4.5, 33) :

L'acrotère est soumis aux intempéries, donc on considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 6mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; \max (0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 d A_s}$

Avec : $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.54}{100 \times 7} = 0.361$$

$$\rho = 0.361 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 254} = 37.20 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 37.20 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

Les contraintes dans le béton doivent vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : σ_{bc} : Contraintes dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton à la compression considérée à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37.20}{38.76} = 0.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

8) vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8). L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

Wp : poids de l'élément considéré ($W_P = 1.71 \text{ KN/ml}$)

On aura donc :

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_P = 0.82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion : L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** avec **e = 25cm.**

Armatures de répartition : **3 HA8** avec **e = 18cm.**

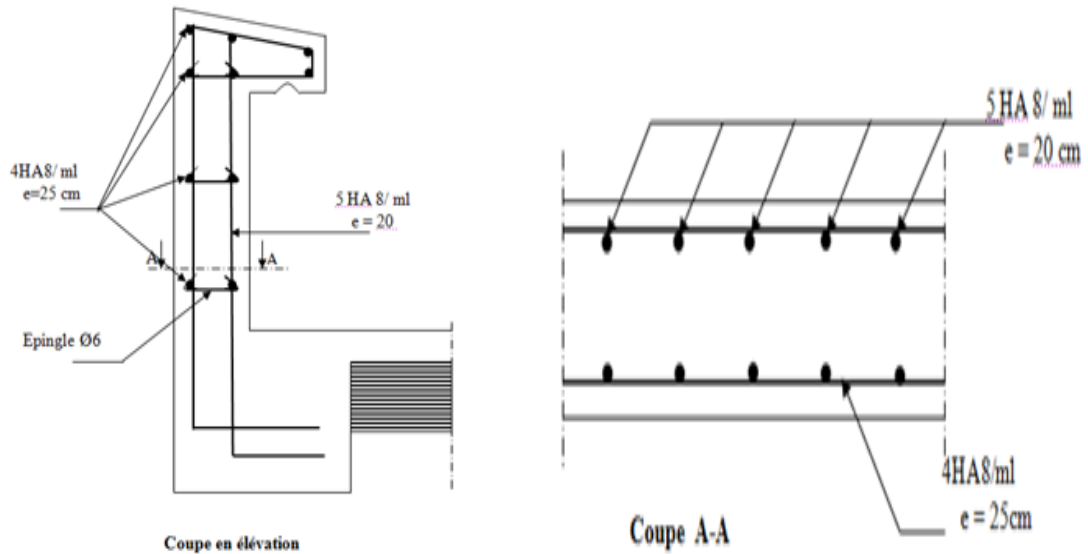


Fig III-4 : Ferrailage de l’acrotère du plancher terrasse.

III-2-2 Etude des planchers

Les planchers semi préfabriqués sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

I) Détermination des dimensions de la section en T :

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

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

C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

b₁ : largeur de l’hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \implies 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Donc: **b₁=26.5cm**

Avec : L : distance entre deux faces voisines de nervure.

L₁: portée libre entre nus de la poutre.

II) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ($\emptyset \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

[BAEL91/B.6.8,423] : Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** pour les armatures \perp aux poutrelles.
- **33 cm** pour les armatures // aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

1) Armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa

2) Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Dans notre cas :

$$L' = 65\text{cm} \quad \text{et} \quad 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons une section $A = 5\text{HA}4/\text{ml} = 0.63\text{cm}^2$ avec : $e = 15\text{cm}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.31\text{cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit 5HA 4/ml avec $e = 15\text{cm}$.

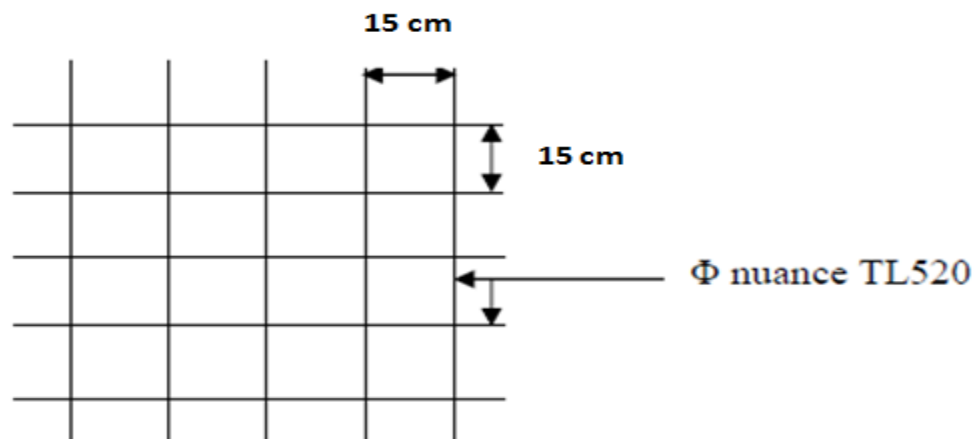


Fig -III-5 : Treillis soudé (15x15)

III) Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

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

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier

1 -Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- Poids total: $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

A) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

1- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

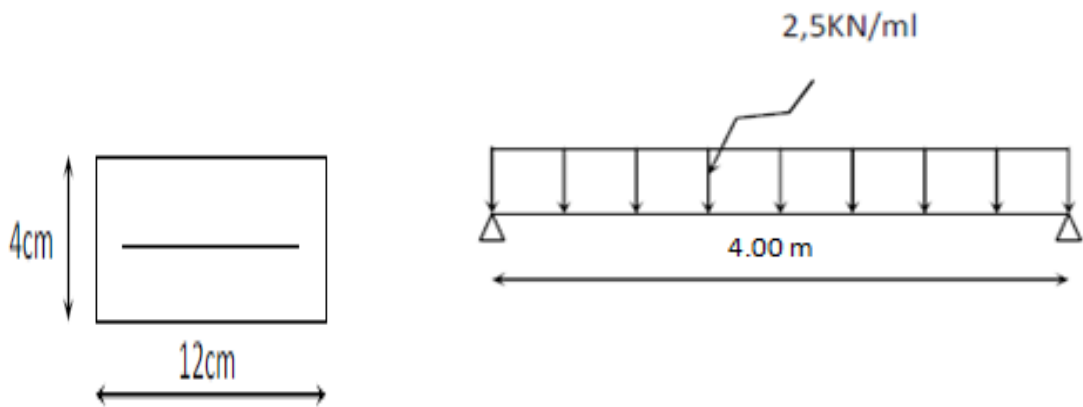


Fig III-6 : schéma statique de la poutrelle.

2- Calcul des efforts

Moment isostatique : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{(2,5 \times 4,00^2)}{8} = 5 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{(2,5 \times 4)}{2} = 5 \text{ KN}$

3- Ferrailage de la poutrelle:

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ ($d =$ hauteur utile)

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 100} = 7.33$$

$\mu = 7.33 > \mu_c = 0.392 \Rightarrow$ **la section est doublement armée (SDA)**

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm, il est impossible de disposer les armatures de compression et de traction, on prévoit des **étais** intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrés partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Poids propre du plancher : $G = 5,35 \times 0,65 = 3,47 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

1- Combinaison d'action :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,47) + (1,5 \times 1,625) = 7,11 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,47 + 1,625 = 5,095 \text{ KN/ml}$

2- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/ml : $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/ml})$

$Q = 2,5 \text{ KN/ml} < \max (2G = 10,70 \text{ KN/ml} ; 5\text{KN/ml})$ **(Condition vérifiée)**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. **(Condition vérifiée)**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(Condition vérifiée)**

Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{4.00}{4.00} = 1 \\ \frac{4.00}{3.40} = 1.17 \\ \frac{3.50}{3.50} = 1 \\ \frac{3.50}{3.40} = 1.02 \\ \frac{3.40}{3.50} = 0.97 \end{array} \right\} 0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

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

3- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement et la valeur maximale de moment M_0 dans la travée dite de comparaison qu'est supposée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travées considérées.

Les valeurs des moments M_t ; M_0 et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max (1.05M_0 ; ((1+ 0.3\alpha)M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Travée de rive.} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6 M_0 : Pour une poutre à deux travées.

0,5 M_0 : Pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Avec :

M_t : Moment max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur appui de droit de la travée considérée.

M_0 : Moment max dans la travée indépendante, de même portée que la travée

considérée et soumise aux mêmes charges : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q) : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Dans notre bâtiment, on a le type de poutrelle à 06 travées

4- Application de la méthode forfaitaire :

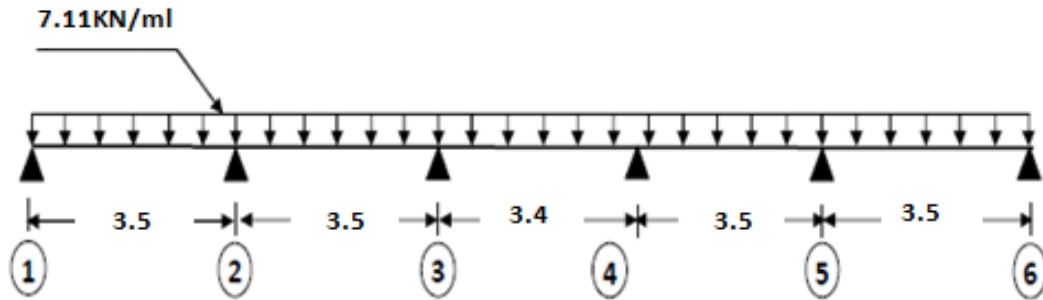


Fig III-7 : Schéma statique de la poutrelle.

A- Calcul à l'ELU :

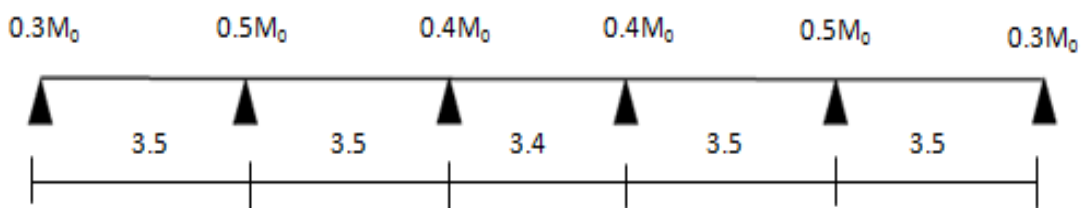
1- Calcul des sollicitations:

a-Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = \frac{qL^2}{8} = \frac{7.11 \times 3.5^2}{8} = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.11 \times 3.4^2}{8} = 10.27 \text{ KN.m}$$

b-Moment sur appuis :



$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 10.88 = 3.264 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \max (10.88 ; 10.88) = 0,5 \times 10.88 = 5.44 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \max (10.88 ; 10.27) = 0,4 \times 10.88 = 4.352 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 \max (10.27 ; 10.88) = 0,4 \times 10.88 = 4.352 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 \max (10.88 ; 10.88) = 0,5 \times 10.88 = 5.44 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 10.88 = 3.264 \text{ kN.m}$$

c-Moment en travées :

Travée de rive :

Travée (1-2) et (5-6) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{3.47+1.625} = 0.318$$

$$1+0.3 \alpha = 1.095$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.547$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647$$

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.647M_0$$

$$M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq 1.095 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.095 M_0 \implies M_t \geq (1.095 - 0.4)M_0 = 0.695M_0$$

$$M_t \geq 0.695M_0 \implies M_t = 7.56 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire :

Travée (2-3) et (4-5) :

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.547M_0$$

$$M_t + \frac{0.5M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.095 M_0$$

$$M_t \geq (1.095 - 0.45)M_0 = 0.645M_0$$

$$M_t \geq 0.645M_0 \implies M_t = 7.01 \text{ KN.m}$$

Travée :(3-4)

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.547M_0$$

$$M_t + \frac{0.4M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.095 M_0$$

$$M_t \geq (1.095 - 0.4)M_0 = 0.695M_0$$

$$M_t \geq 0.695M_0 \implies M_t = 7.13 \text{ KN.m}$$

2- Diagramme des moments fléchissant :

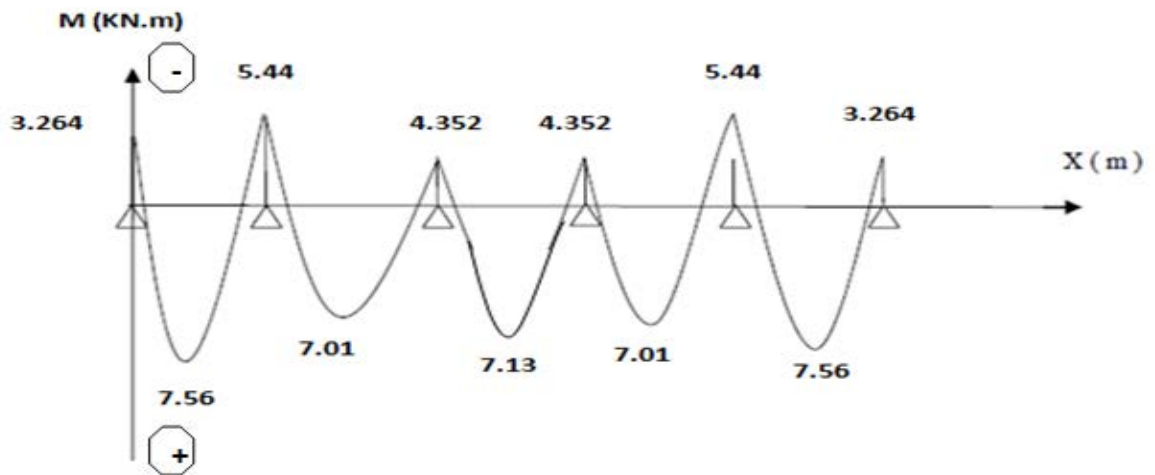


Fig III-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

3- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \quad \text{Avec: } \theta(x) = \frac{qL}{2} - qx$$

Travée (1-2) :

$$T_1 = \frac{qL}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-5.44 - (-3.264)}{3.5} = 11.82 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_1 = 11.82 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L} = -\frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-5.44 - (-3.264)}{3.5} = -13.06 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2 = -13.06 \text{ KN}$$

Travée (2-3) :

$$T_2 = \frac{qL}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L} = \frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-4.352 - (-5.44)}{3.5} = 12.75 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2 = 12.75 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L} = -\frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-4.352 - (-5.44)}{3.5} = -12.13 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3 = -12.13 \text{ KN}$$

Travée (3-4) :

$$T_3 = \frac{qL}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L} = \frac{7.11 \times 3.4}{2} + \frac{-4.352 - (-4.352)}{3.4} = 12.08 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3 = 12.08 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L} = -\frac{7.11 \times 3.4}{2} + \frac{-4.352 - (-4.352)}{3.4} = -12.08 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_4 = -12.08 \text{ KN}$$

Travée (4-5) :

$$T_4 = \frac{qL}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L} = \frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-5.44 - (-4.352)}{3.5} = 12.13 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_4 = 12.13 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L} = -\frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-5.44 - (-4.352)}{3.5} = -12.75 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_5 = -12.75 \text{ KN}$$

Travée (5-6) :

$$T_5 = \frac{qL}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L} = \frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-3.264 - (-5.44)}{3.5} = 13.06 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_5 = 13.06 \text{ KN}$$

$$T_6 = -\frac{qL}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L} = -\frac{7.11 \times 3.5}{2} + \frac{-3.264 - (-5.44)}{3.5} = -11.82 \quad \Rightarrow \quad T_6 = -11.82 \text{ KN}$$

4- Diagrammes des efforts tranchants :

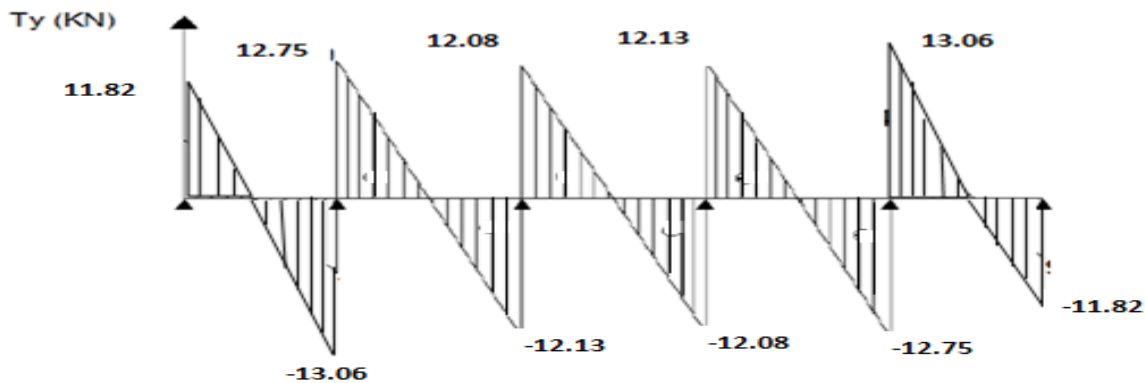


Fig III-9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

5- Calcul des armatures :

a-Armatures longitudinales :

1-En travées :

On a le moment max en travées: $M_t^{\max} = 7.56 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression : $M = b h_0 f_{bc} (d - \frac{h_0}{2})$

Avec :

b = 0,65m

h₀ = 0,04m

d = 0,18m

D'ou:

$M = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$

$M_t^{\max} = 7.56 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Donc, le calcul se fait comme si la section est rectangulaire (b, h) de largeur constante égale à la largeur de la table (**65x20**).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.56 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100}$$

$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \square$ SSA

$\mu = 0.026 \square \beta = 0.987$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.56 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 348 \times 100} \square A_{st} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.35cm²

2-Aux appuis :

Le moment max : $M_a^{\max} = 5.44 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.44 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.098 < \mu_l = 0.392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.098 \quad \square \quad \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.44 \times 10^5}{0.948 \times 18 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 0.92 \text{cm}^2$$

On adopte : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$

b-Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par le (BAEL 91/Art.A.7.2.12) :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) = 0.57 \text{cm}$$

$\phi \leq 0.6 \text{cm}$ On prend $\phi = 6 \text{mm}$

On adopt: $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0, 56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi = 6 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{cm}$$

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

6- Vérification à l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91,Art.5.1.1).

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{MPa}, 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.06 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.60 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

En travée

$$A_t = 2.35 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91.Art. A.6.13)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.06 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2.13 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $T_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec : $a = 0.9d$

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

1- Appuis de rive :

$$T_{\max} = 11.82 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

2-Appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 13.06 + 12.75 = 22.81 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

1-Appuis de rive

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11.82 - \frac{3.264}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.23$$

$$A = 1.13 \geq -0.23 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

2-Appuis intermédiaires

$$A = 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(22.81 - \frac{7.56}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.68 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \geq -0.68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaire :

(BAEL91.Art.A.51.322).

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 MPa$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{22.81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1.17 < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

g) Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art.A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où :} \quad l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 cm$$

B- Calcul à ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est pour notre cas, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS il suffit de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient : $\mu = \frac{q_s}{q_u}$

1-Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q = 3,47 + 1,625 = 5,095 \text{ KN/ml}$$

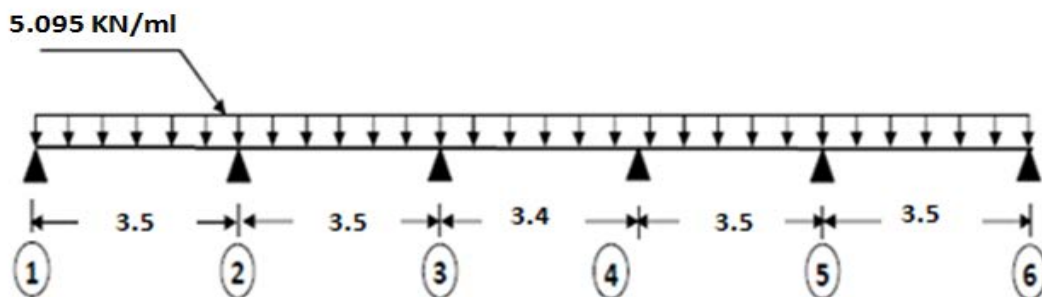


Fig III-10 : Schéma statique de la poutrelle.

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a : } q_u = 7,11 \text{ KN/ml} \\ q_s = 5,095 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \mu = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,095}{7,11} = 0.71$$

2-Diagramme des moments :

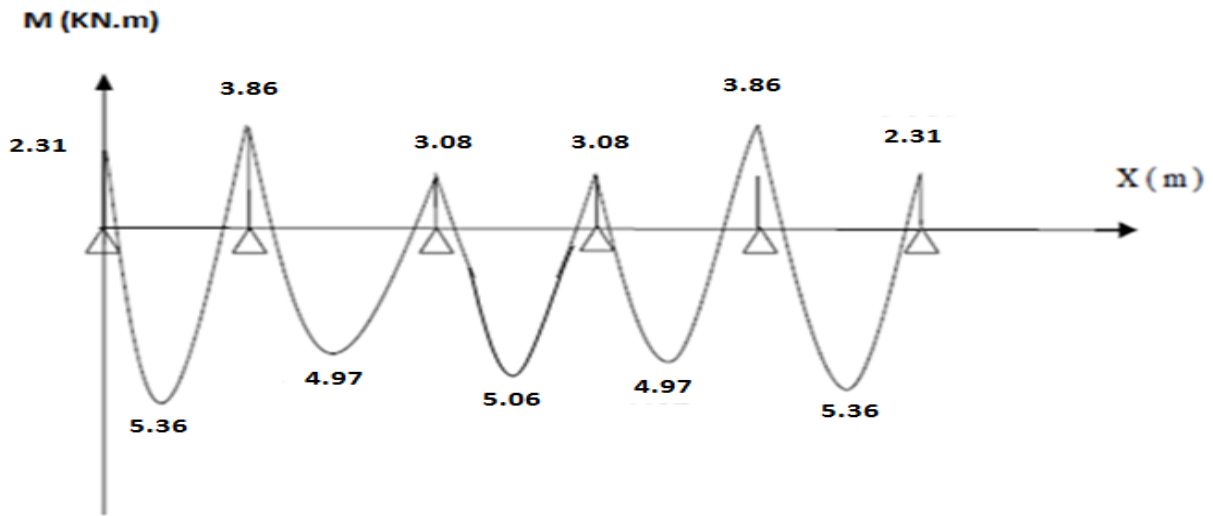


Fig III-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

3-Diagramme des efforts tranchants :

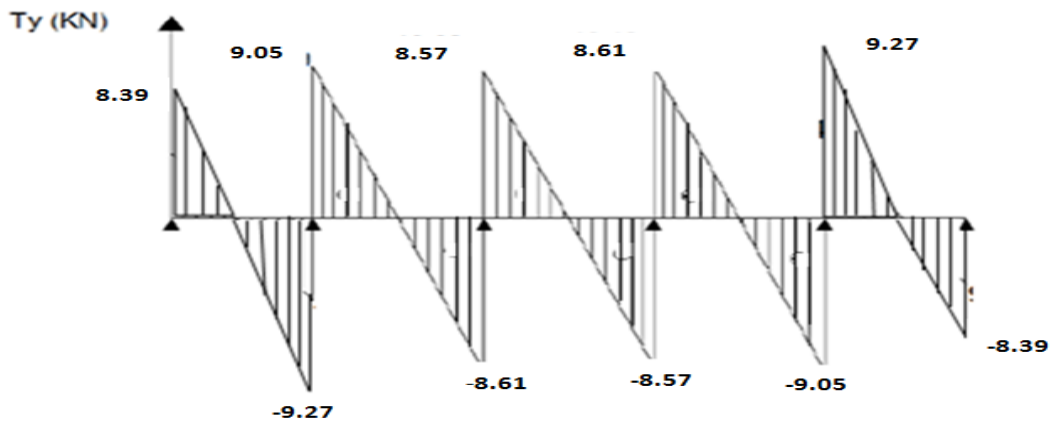


Fig III-12 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS

4-Les vérifications à ELS :

a) **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

1-En travée:

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09 \Rightarrow K_1 = 19.72 \rightarrow \beta_1 = 0,856.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5.36 \times 10^{-3}}{0,856 \times 0,18 \times 2.35 \times 10^{-4}} = 148.03 MPa < \overline{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{148.06}{19.72} = 7.50 MPa.$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.50 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Donc : les armatures à l'ELU sont suffisantes.

2-Aux appuis :

$$M_a = 3.86 \text{KN.m.}$$

$$\rho = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523. \Rightarrow K_1 = 31,25 ; \beta_1 = 0,892$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.86 \times 10^{-3}}{0,892 \times 0,18 \times 1,13 \times 10^{-4}} = 212.75 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{212.75}{31.25} = 6.80 MPa.$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.80 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Donc : les armatures à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

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

c) Vérification de l'état limite de déformation : (BAEL 91 ART B.6.5.2).

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{5.36}{15 \times 7.8} = 0.045 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} = 0.009 \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \end{aligned} \right\} \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

❖ La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

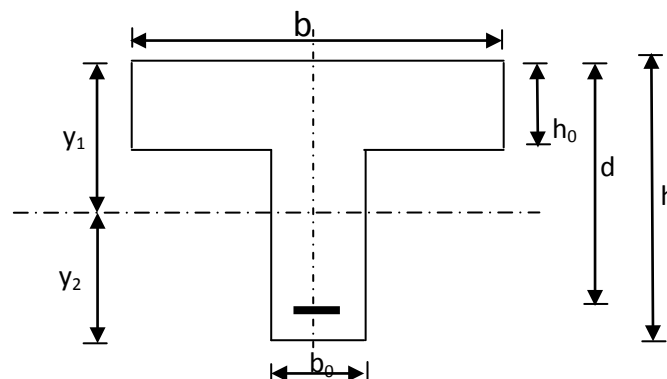
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{e28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} \quad ; \quad y_2 = h - y_1$$

Avec : B_0 la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A} = \frac{12 \cdot \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.35}$$

$$y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.45 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12x(7.09^3 + 12.91^3)}{3} + (65 - 12)x4x \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right) \right] + 15x2.35(12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 15589.83 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0108} = 1,52$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,567 ; 0 \} = 0,567$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 1,2}{4 \times 0,0108 \times 148,02 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,567 ; 0 \} = 0,567$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 15589,83}{1 + 1,52 \times 0,567} = 9210,68 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,36 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,87 \times 9210,68 \times 10^4} = 6,58 < \bar{f} = 7 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

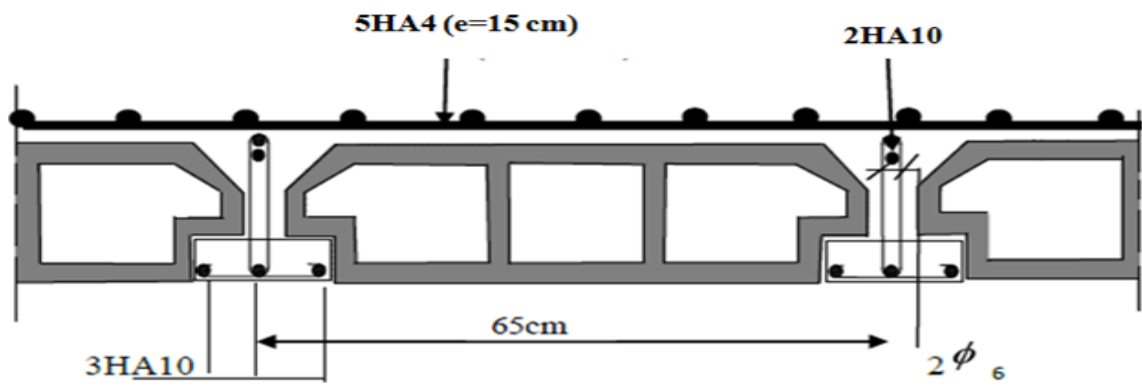


Fig-III-13 : Schémas de ferrailage du plancher

III.2.3) calcul des balcons

- Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13cm$$

Soit e = 15 cm

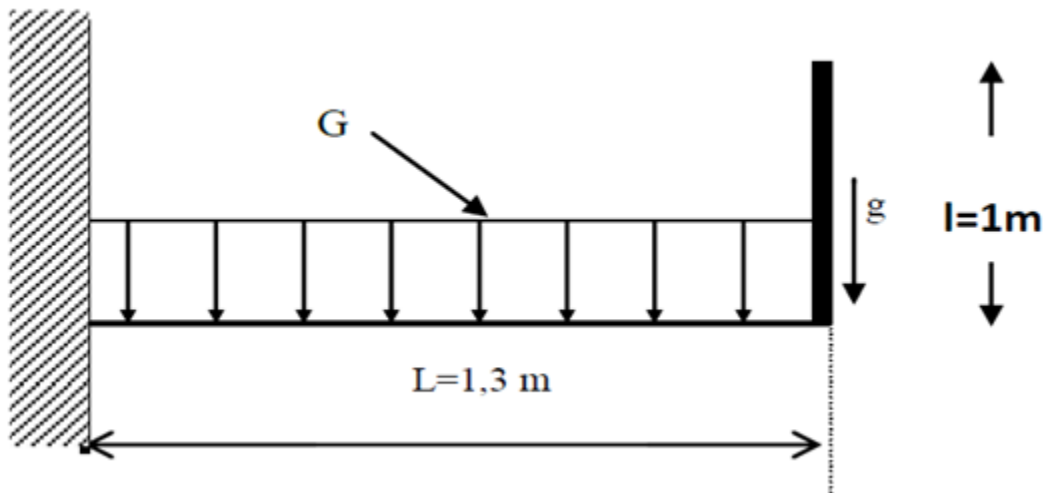


Fig-III-14 : Schémas statique

I)- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement (2cm).....0.44KN/ml
- Mortier de pose (2cm)..... 0.44 KN/ml
- couche de sable (2cm).....0.36 KN/ml
- poids propre de la dalle.....25x0,15x1=3.75 KN/ml
- Enduit de mortier de ciment(2cm).....0.36KN/ml

$$G_1 = 5.35 \text{ KN/ml}$$

c- charge concentrée :

- Poids propre du garde corps.....G=9x0,1=0,9 KN/ml.
- Enduit en mortier de ciment.....0.72KN/ml

$$G_2=1.62\text{KN/ml}$$

c- surcharge d'exploitation:.....Q=3,5 KN/ml.

II) Calcul à L'ELU :

Combinaisons de charge (1.35G+1.5Q) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN / m .}$$

$$F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/m}^2.$$

Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{-12.47 \times 1.30^2}{2} = -10.53 \text{ KN.m .}$$

Le moment provoqué par la surcharge F est :

$$M_F = -F \times l = -2.19 \times 1.30 = -2.847 \text{ KN .m}$$

Le moment total est

$$M_u = M_{qu} + M_F = -10.53 - 2.847 = -13.37 \text{ KN.m}$$

1) Ferrailage :

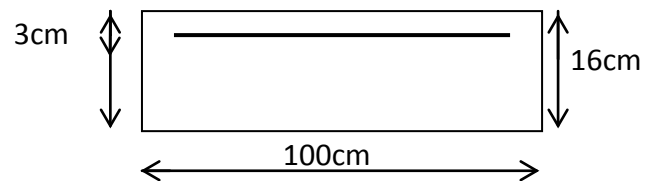
a) Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.37 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.066 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.37 \times 10^3}{0.966 \times 12 \times 348} = 3.31 \text{ cm}^2$$



On adopte **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : **St = 20cm**

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

2) Vérifications :

1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

2) Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art 6.13/BAEL 91)

$$V_u = q_u l + G_2 = 12.47 \times 1.3 + 1.62 = 17.83 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$
 $\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.0 = 15.70 \text{ cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{17.83 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.7} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{17.38 \times 10}{100 \times 12} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

❖ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ⇒ **Condition vérifiée**

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ ⇒ **Condition vérifiée**

III) Calcul à L'ELS

1) Combinaison de charge G+Q

$$q_s = (G + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 1.62 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

Le moment total agissant aura valeur

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.85 \times 1.30^2}{2} + 1.62 \times 1.30 \right) = -9.58 \text{ KN m}$$

2) Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.58 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.046 \rightarrow \beta = 0.761$$

$$A = \frac{A_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.761 \times 12 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.92 \text{ cm}^2$$

❖ Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié

3) Vérification

1) Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites : -La section est rectangulaire.

-La nuance des aciers est FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100$ cm, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{13.37}{9.58} = 1.39$$

$$\mu = 0.046 \Rightarrow \alpha = 0.058 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\left. \begin{aligned} &\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.12 \\ &\bullet \frac{1}{16} = 0.0625. \end{aligned} \right\} \text{Donc : } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \text{ (condition vérifié)}$$

$$\left. \begin{aligned} &\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.0032 \\ &\bullet \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{aligned} \right\} \text{Donc : } \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \text{ (condition vérifié)}$$

- $\frac{M_s}{10.M_0} = \frac{9.58}{10 \times 9.58} = 0.1$
- $\frac{h}{L} = 0.12$

Donc : $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$ (condition vérifiée)

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

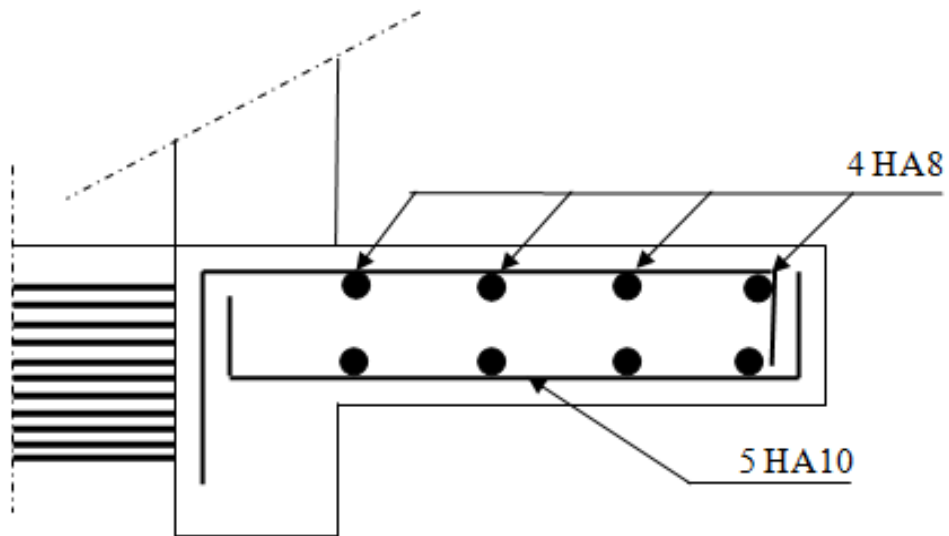


Fig-III-15: Plan de ferrailage du balcon

III.2.4)- Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :

1) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

II) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

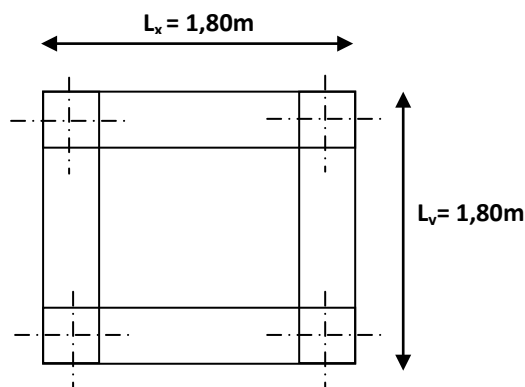


Fig III-16 : panneau de dalle de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

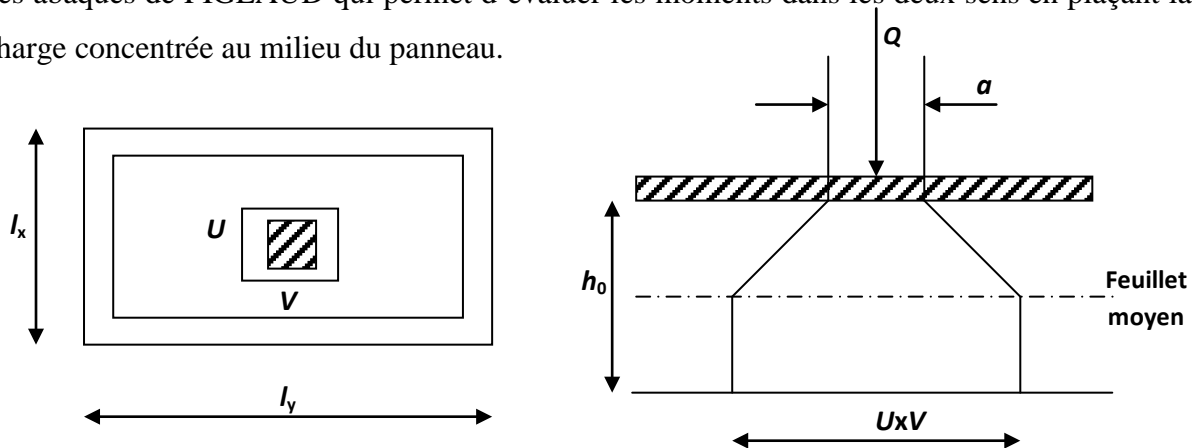


Fig- III-17 : Schéma statique de la salle machine

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

On a: $U = U_0 + 2e + h_0$

$$V = V_0 + 2e + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$).

h_0 : hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$).

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

1) Les moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{180} = 0,58 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{180} = 0,58 \end{aligned} \right\} M_1 = M_2 = 0,076 \text{ KN.m}$$

A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,076 = 9,234 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,076 = 9,234 \text{ KN.m}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368, \quad \mu_y = 1$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

Avec:

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,563 \times (1,8)^2 = 0,782 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,618 = 0,782 \text{ KN.m}$$

3) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,234 + 0,782 = 10,016 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,77 + 0,618 = 10,016 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

Moment en travée $M^t = 0,85 \times M$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,016 = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,016 = 8,51 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis $M^a = -0,3 \times M$

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,016 = -3,005 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 10,016 = -3,005 \text{ KN.m}$$

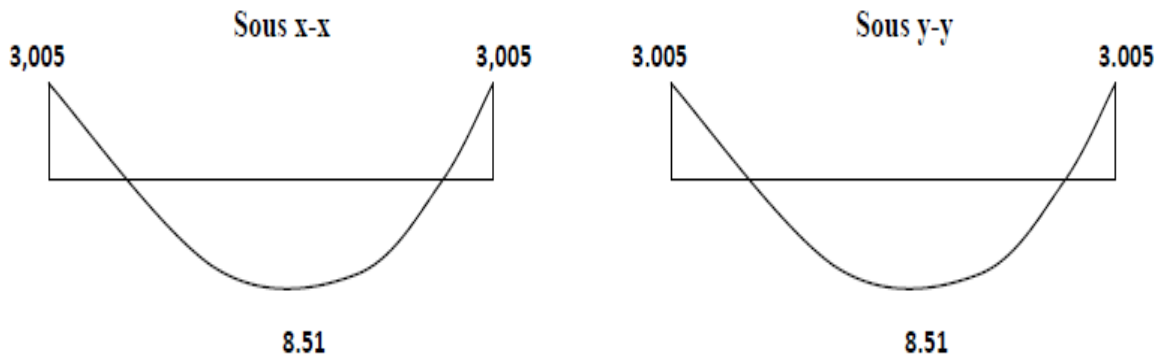


Fig III-18: correction des moments

III) Ferrailage :

Sens X-X

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,005 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,014 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,005 \cdot 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,724 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

En travée :

$$\mu_b = \frac{8.51.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,042 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{8.51.10^3}{0,979 \times 12 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3.01 cm²** Avec : **St = 15 cm**

Zone	sens	M _u (KN. m)	μ	β	A(cm ²)	A Adoptée(cm ²)
Sur appuis	x-x	3.005	0.014	0.993	0.724	4HA8=2.01
	y-y	3.005	0.014	0.993	0.724	4HA8=2.01
En travée	x-x	8.51	0.042	0.979	2.08	6HA8=3.01
	y-y	8.51	0.042	0.979	2.08	6HA8=3.01

1) Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité

Armatures principales :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : A_a = 2.01 ≥ A_{min} = 1.2 cm² (condition vérifier)

En travées : A_t = 3.01 ≥ A_{min} = 1.2 cm² (condition vérifier)

❖ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).
- Armatures supérieures : St = 25 cm = min (2h, 25 cm) = 25 cm.

-Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

3) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U : $T_{\max} = Vu = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$.

Au niveau de V : $T_{\max} = Vu = \frac{P_u}{3xU} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$. On doit vérifier que

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}$; La fissuration est peu nuisible donc

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,321 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

4) Condition de non poinçonnement :

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec : μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$.

$P_u = 121.5 \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

2) Vérification de l'E.L.S :

1) Les moments à l'E.L.S :

Moment engendré par le système de levage

$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s$.

$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s$.

$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$

$M_{x1} = (0,076 + 0,2 \times 0,076) \times 90 = 8.208 \text{ KN.m} = M_{x2} = 8.208 \text{ KN}$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = 1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x_2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0368 \times 4,75 \times (1,80)^2 = 0,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_2} = \mu_y \times M_{x_2} = 1 \times 0,56 = 0,56 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 8,208 + 0,56 = 8,768 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 8,208 + 0,56 = 8,768 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

$$\text{-aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 8,768 = -2,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{-en travée : } M_x^t = 0,85 \times 8,768 = 7,45 \text{ KN.m}$$

2) Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x et sens y-y :

1- Aux appuis : $M_a = 2,63 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,169 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 0,201 \text{ et } \beta = 0,933.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,016$$

$$\square_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,63 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 116,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \square_s = 0,016 \times 116,86 = 1,87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée.)}$$

2- En travée : $M_t = 7,45 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 12} = 0,253 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 0,240 \text{ et } \beta = 0,920$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,021$$

$$\square_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7,45 \times 10^6}{0,920 \times 120 \times 3,01 \times 10^2} = 224,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.021 \times 224.19 = 4.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

3) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

4) Ferrailage de la dalle pleine salle machine :

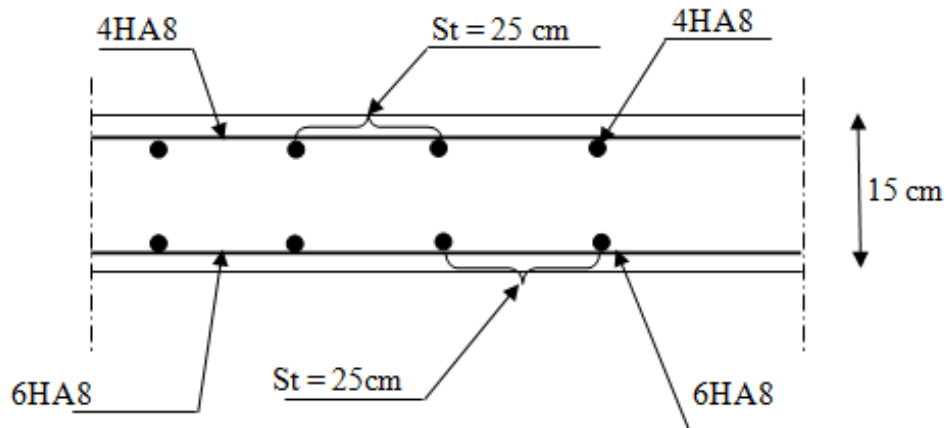


Fig-III-19 : Plan de ferrailage de la salle machine

III-2-5 : Calcul de l'escalier et la poutre palière :

III -2-5-1 : Calcule l'escalier :

I - Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

II - Terminologie et Définitions :

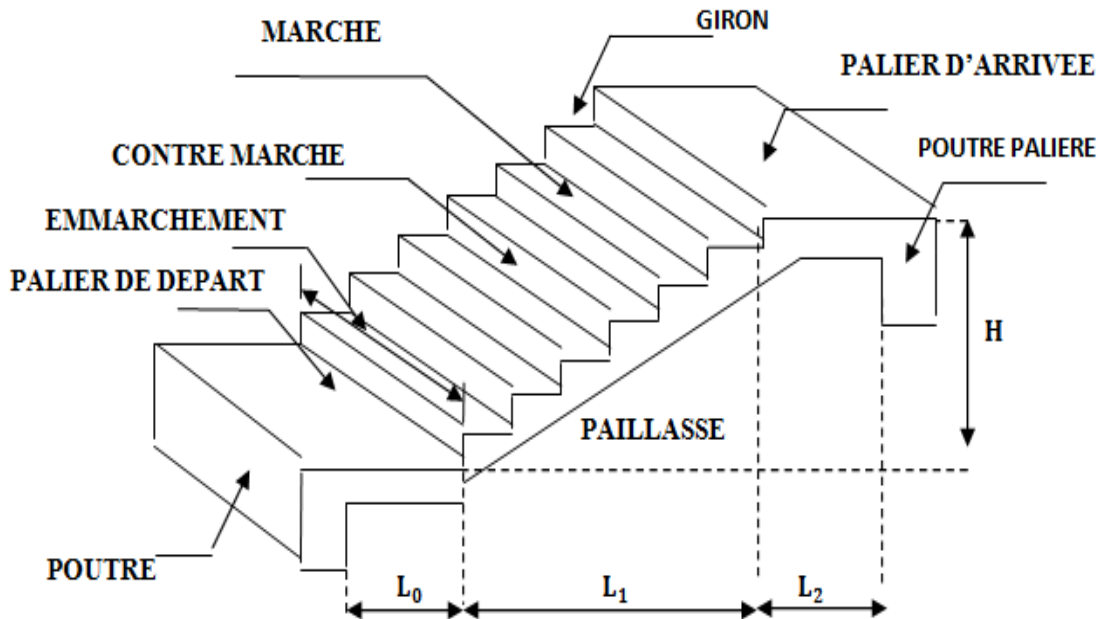


Fig-III-20 : Schémas de l'escalier

Avec :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement hauteur de la volée
- e_p : Épaisseur de la paillasse et du palier
- L₀ : longueur du palier de départ
- L₁ : longueur projeté de la volée.
- L₂ : longueur du palier d'arrivée.

❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place,

Les escaliers des étages courants ont deux volées et un palier intermédiaire, et les escaliers du RDC sont en trois volées et deux paliers.

Pour le 1^{er} étage on a deux cages d'escaliers.

III - Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron

Soit : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ on opte : **h=17cm**

A) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

On a :

$$H = \frac{306}{2} = 153\text{cm et } h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marches}}$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$$

Calcul de g :

$$\left. \begin{array}{l} 59\text{cm} \leq g + 2(17) \leq 66\text{cm} \\ 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \end{array} \right\} \text{ On prend : } \mathbf{g = 30\text{cm}}$$

B) Calcul de l'embranchement :

En habitation collective l'embranchement doit être supérieur à 120 cm.

On prend : **L₂ = 130cm**

Calcul de L₁ :

$$L_1 = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

On a : h=17cm et g= 30cm

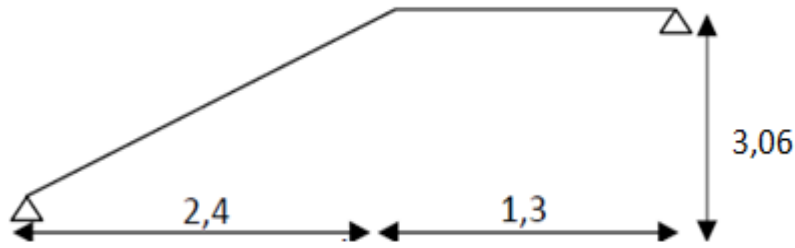
D'où : $59 \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66$ (condition vérifiée)

C) Dimensionnement de la paillasse :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

e_p : épaisseur de la paillasse



$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.06}{2.40} = 1.275 \Rightarrow \text{Donc } \alpha = 51.89^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = \frac{2.40}{\cos 51.89} + 1.30 = 5.18\text{m} = 518\text{cm}$$

$$\frac{518}{30} \leq e_p \leq \frac{518}{20} \Rightarrow 17.26 \leq e_p \leq 25.9$$

❖ On opte pour une pailleasse d'épaisseur $e_p=18\text{cm}$.

IV- Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

I- les charges :

A) La volée :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m)$
1	Poids de revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit ciment	0,015	22	0,33
5	Poids propre du garde corps	0,10	/	0,9
6	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
7	Poids propre de la palliasse	0.18 /cos 51.89	25	7.29
$G_{pc1} = 11.845 (KN / m)$				

B) Le palier :

N°	Composition	Epaisseur (m)	KN / m^3	KN / m
1	Poids propre de la dalle	0.15	25	3,75
2	Poids total du revêtement (sable + mortier +carrelage+enduit)	/	/	1,53
$G_{pc1} = 5,28 (KN / m)$				

2- Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

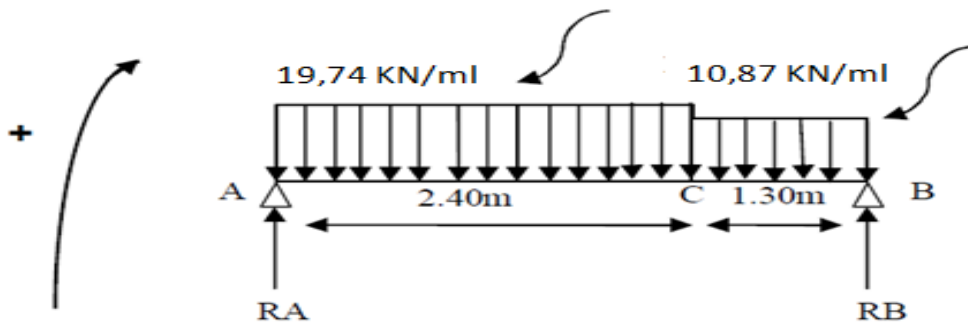
V - Calcul des à l'ELU :

A) Combinaison de charges à l'ELU :(1.35G+1.5Q)

Volée : $q_u^v = 1.35 \times 11.845 + 1.5 \times 2.5 = \underline{19.74 \text{ KN/m}}$

Palier : $q_u^p = 1.35 \times 5,28 + 1.5 \times 2.5 = \underline{10.87 \text{ KN/m}}$

B) Calcul des efforts internes :



1-Calcul des réactions :

On a :

$\Sigma F/yy' = 0 \Rightarrow RA + RB = (19,74 \times 2.4) + (10,87 \times 1.3) = RA + RB = 61,51 \text{ KN/ml}$

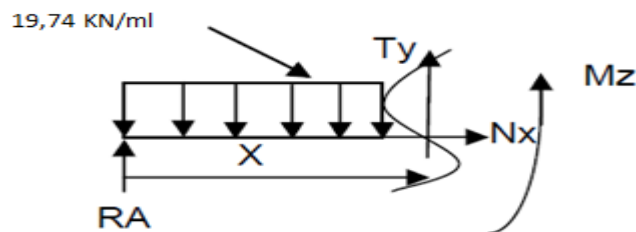
$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow RA \times 3.7 - (19,74 \times 2.4 \times 2.5) - (10,87 \times 1.3 \times 0.65) = 0$

D'où : $RA = 34.49 \text{ KN}$

$RB = 27,02 \text{ KN}$

2-Effort tranchants et moment fléchissant :

Tronçon AC : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$



a- Effort tranchant :

$\Sigma Fx = 0 \Rightarrow Nx = 0$

$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow Ty + RA - 19,74 = 0$

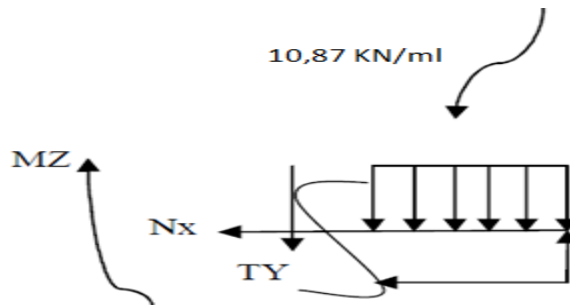
$$T_y(x) = 19,74 x - 34,49 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -34,49 \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow T(2,4) = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

a- Moment fléchissant :

$$\Sigma M_z = 0 \Rightarrow -R_A x + 19,74 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 34,49 x - 19,74 \frac{x^2}{2} \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 25,92 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Tronçon BC : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$



a- Effort tranchant :

$$\Sigma F_x = 0 \quad N_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad T_y - R_B + 10,87 x = 0$$

$$T_y(x) = -10,87x + 27,02 \quad \text{pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 27,02 \text{ KN} \\ x = 1,3\text{m} \Rightarrow T(1,3) = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Moment fléchissant :

$$\Sigma M_z = 0 \quad -R_B x + 10,78 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 27,02 x - 10,78 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN/m} \\ x = 1,3\text{m} \Rightarrow M(1,3) = 17,91 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3- Le moment max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -19,74x + 34,49 = 0 \Rightarrow x = 1,74\text{m}$$

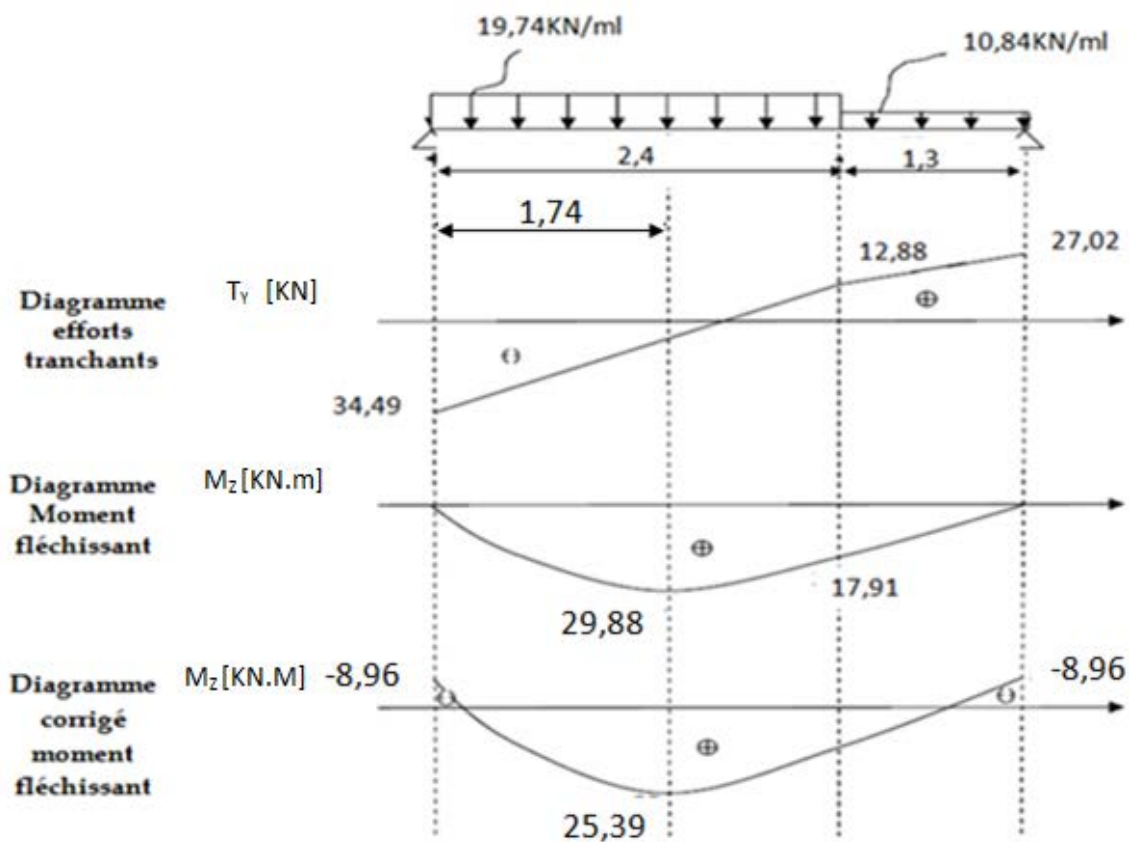
$$M_{\max} = 34,49(1,74) - 19,74 \frac{1,74^2}{2} = 29,88 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\max} = 29,88 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M max au niveau des appuis et en travée

$$M_{u_{ap}} = (-0.3) M_{u_{\max}} = (-0.3) \times 29,88 = -8,96 \text{ KN/m}$$

$$M_{u_{ap}} = (0.85) M_{u_{\max}} = (0.85) \times 29,88 = 25,39 \text{ KN/m}$$

4- Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :



5- Ferraillage de la paillasse:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=18cm).

A) Armatures longitudinales :

a- **Aux appuis :** MA = - 8,96KN.m; h = 18cm ; d= 16cm



1- Armatures principales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b f_{bu} d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où : } \mu_b = \frac{8,96 \times 10^6}{1000 \times 14,2 \times 150^2} = 0,028$$

$\mu_b = 0,028 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ (section simplement armée).

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

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

$$\text{D'où : } A_{st} = \frac{8,96 \times 10^6}{0,986 \times 150 \times 348} = 174 \text{ mm}^2 = 1,74 \text{ cm}^2$$

Soit alors : **5HA12** avec $A_{St} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

2- Armatures de répartitions :

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

Soit alors : **5HA8** avec $A_{St} = 2,51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b- En travée :

$M_t = 25,39 \text{ KN.m}$; b=100cm ; d=15 cm



1-Armatures principales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b f_{bu} d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où : } \mu_b = \frac{25,39 \times 10^6}{1000 \times 14,2 \times 150^2} = 0,080$$

$\mu_b = 0,080 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ (section simplement armée).

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{st}}$$

On a : $\mu_b = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$

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

$$\text{D'où : } A_{st} = \frac{25,39 \times 10^6}{0,958 \times 150 \times 348} = 507 \text{ mm}^2 = 5,07 \text{ cm}^2$$

Soit alors : **5HA12** avec : $A_{St} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

3- Armatures de répartitions :

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

Soit alors : **5HA8** avec $A_{St} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

6- Vérifications :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Au niveaux des appuis : $A_{St} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

En travée : $A_{St} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,81 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

b) Vérification des espacements des barres (BAEL91-art A.8.2, 42) :

La fissuration étant peu préjudiciable ; donc les espacements entre les barres doivent vérifier

Armatures principales : $S_t < \min \{3(h= 18\text{cm}) ; 33\text{cm}\}$ $S_t=20 \text{ cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée).

Armatures de répartition: $S_t < \min \{4(h= 18\text{cm}) ; 45\text{cm}\}$ $S_t=20 \text{ cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée).

c) **contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)**

La fissuration étant peu préjudiciable ; la contrainte de cisaillement doit donc vérifier la condition suivante

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ :

$$V_{\max} = 34,49 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34,49 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,230$$

$$\tau_u = 0,230 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) **Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y'ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 5\pi\theta = 3.14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,49 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,35 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifié})$$

❖ pas de risque d'entraînement des barres.

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

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers

H.A **Donc** : $L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

f) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15 \times 10}{400} (34,49 - \frac{9,03 \times 10^2}{0,9 \times 15}) = - 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,93 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier}).$$

g) **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier : } V_{\max} \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } V_{\max} = \frac{0,4 f_{c28} a b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 15 \times 100}{1,5} = 900 \text{ KN} ; \quad (a = 0,9 d)$$

$$V_{\max} = 34,49 \text{ KN} < V_u = 900 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifier})$$

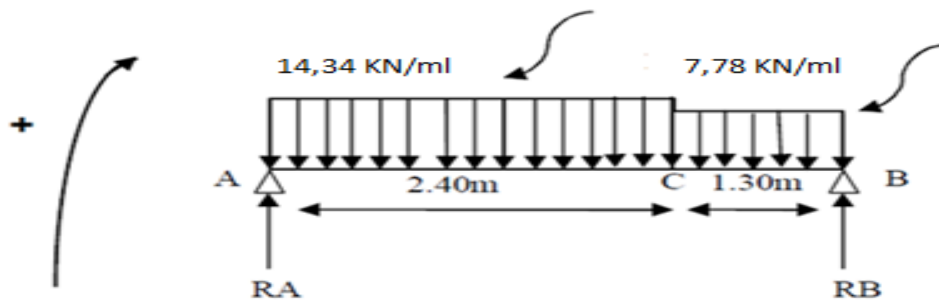
VI- Calcul à l'ELS :

A- Combinaison de charges à l'ELS :(G+Q)

$$\text{Volée : } q_u^v = 11,845 + 2,5 = \underline{\underline{14,34 \text{ KN/m}}}$$

$$\text{Palier : } q_u^p = 5,28 + 2,5 = \underline{\underline{7,78 \text{ KN/ml}}}$$

B- Calcul des efforts internes :



1- Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow RA + RB = (14,34 \times 2,4) + (7,78 \times 1,3) = RA + RB = 44,53 \text{ KN/ml}$$

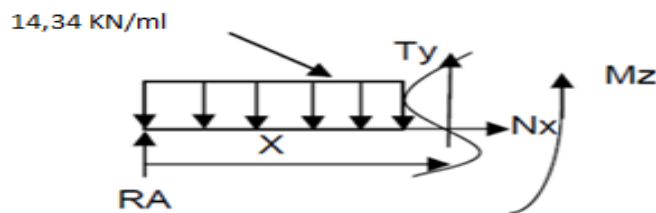
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow RA \times 3,7 - (14,34 \times 2,4 \times 2,5) - (7,78 \times 1,3 \times 0,65) = 0$$

O a alors : **RA = 25,03 KN**

RB = 19,50 KN

2- Effort tranchants et moment fléchissant :

Tronçon AC : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$



a) Effort tranchant :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Nx = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow Ty + RA - 14,34x = 0$$

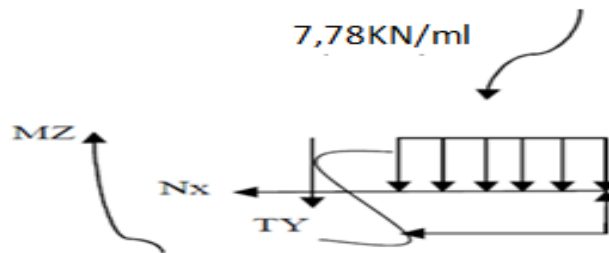
$$Ty(x) = 14,34x - 25,03 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -25,03 \text{ KN} \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow T(2,4) = 9,38 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Moment fléchissant :

$$\sum M_z = 0 \Rightarrow -RAx + 14,34 \frac{x^2}{2} + MZ = 0$$

$$MZ = 25,03x - 14,34 \frac{x^2}{2} \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 18,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Tronçon BC : $0 \leq x \leq 1.3$ m



a) Effort tranchant :

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T_y - R_B + 7,78 x = 0$$

$$T_y(x) = -7,78x + 19,50 \quad \text{pour} \quad \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T(0) = 19,50 \text{ KN} \\ x = 1.3\text{m} & \Rightarrow T(1.3) = 9,38 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Moment fléchissant :

$$\Sigma M_z = 0 \quad - R_B x + 7,78 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = 19,50 x - 7,78 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN/m} \\ x = 1.3\text{m} & \Rightarrow M(1.3) = 18,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

3- Le moment max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 14,34x - 25,03 = 0 \Rightarrow x = 1,74 \text{ m}$$

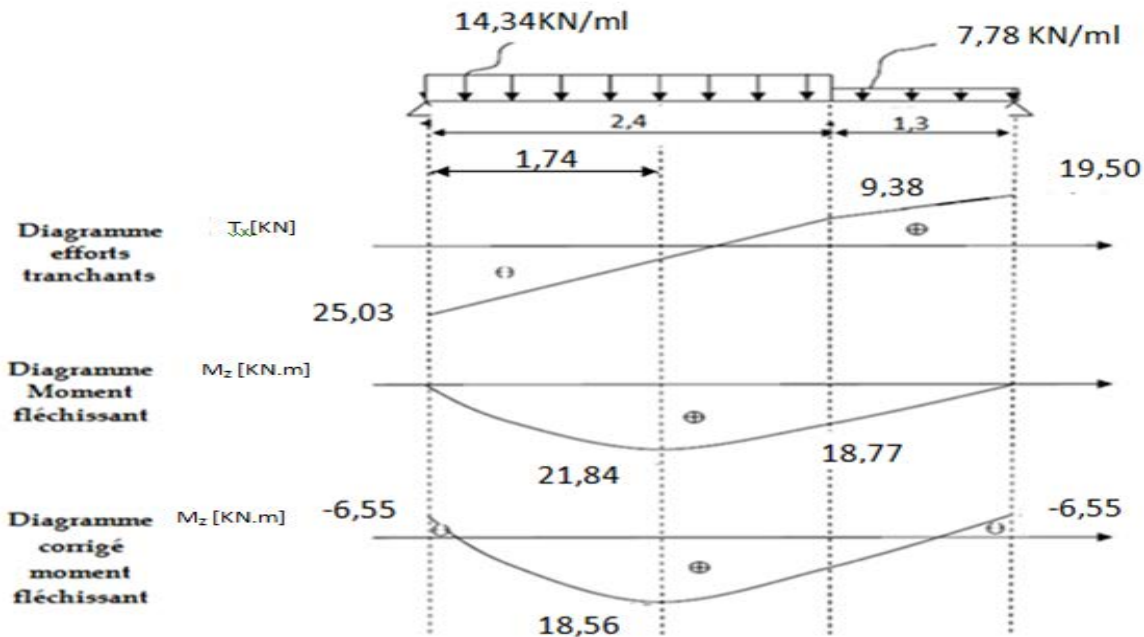
$$M_{\max} = 25,03(1,74) - 14,34 \frac{1,74^2}{2} = 16,07 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\max} = 21,84 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à laide des coefficients réducteurs pour le moment M max au niveau des appuis et en travée

$$M_{u_{ap}} = (-0.3) M_{u_{\max}} = (-0.3) \times 21,84 = -6,55 \text{ KN/m}$$

$$M_{u_{ap}} = (0.85) M_{u_{\max}} = (0.85) \times 21,84 = 18,56 \text{ KN/m}$$

4- Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :



5- les vérifications

a) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

1- En travée :

Contrainte dans le béton :

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

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

On a : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Détermination de K₁ :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,379 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,285 \\ \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{18,56 \times 10^6}{0,905 \times 150 \times 565} = 241,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241,98}{37,63} = 6,43 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 6,43 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié)

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

c) Vérification de l'état limite de déformation(BAEL91-art B.6.5,1)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{18}{370} = 0,048 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \frac{h}{L} < \frac{1}{16} \quad \text{(La condition n'est pas vérifiée)}$$

❖ La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

c- Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5ql^4}{384.E.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

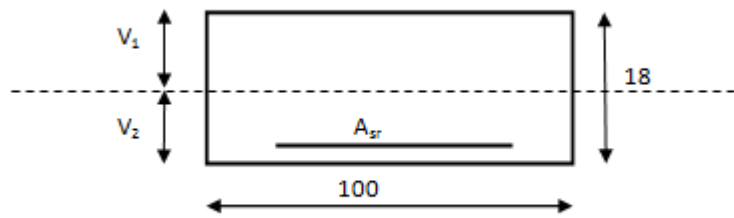
Avec :

\bar{f} : La flèche admissible ; avec : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$

E : Module de déformation différée = 10819Mpa.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.



❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 17471,25 \text{ cm}^3 ; \quad \text{Donc : } S /_{xx} = 17471,25 \text{ cm}^3$$

❖ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{17471,25}{1884,75} = 9,27 \text{ cm} \quad \text{Donc : } V_1 = 9,27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,27 = 8,73 \text{ cm} \quad \text{Donc : } V_2 = 8,73 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr} (V_2 - c)^2 = (9,27^3 + 8,73^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (8,73 - 3)^2$$

$$I_{fv} = 51513,8 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de flèche :

$$f = \frac{5 \times 10^{-1} \times 14,34 \times 370^4}{384 \times 10819 \times 51513,8} = 0,62 \text{ cm} = 6,2 \text{ mm}$$

$$f = 6,2 \text{ mm} < \bar{f} = 7,4 \text{ mm} \quad (\text{condition vérifier})$$

III-2-5-2 : Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

I-Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{5} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=340-35=305 \text{ cm}$$

$$\frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \quad \square \quad 20.33\text{cm} \leq h \leq 30.5\text{cm} \Rightarrow \quad \underline{\underline{h = 30\text{cm}}}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \square \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \Rightarrow \quad \underline{\underline{b = 20\text{cm}}}$$

➤ **Vérification des conditions sur RPA :**

h 30 cm on opte : h = 35 cm

b > 20 cm donc on opte : b = 25cm

h/b = 1.4 < 4 (condition vérifier)

Section adoptée :

Poutre palière ⇒ (25x35) cm²

II-Détermination des Charges et surcharges :

I- Poids propre de la poutre :

$$G=0.25 \times 0.35 \times 25=2.19 \text{ KN/ml}$$

2- Effort tranchant à l'appui:

ELU : $T_u=34.39 \text{ KN}$

ELS : $T_s=25.03 \text{ KN}$

III-Calcul à l'ELU :

a) Combinaison de charges :

$$q_u=1.35G+\frac{2T_u}{L} =1.35 \times 2.19+ (2 \times 34.49/3.05)=25.57 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

I- Moment isostatique :

$$M_u=\frac{q_u l^2}{8}=(25.57 \times 3.05^2)/8=29.73\text{KNm}$$

2- Effort tranchant :

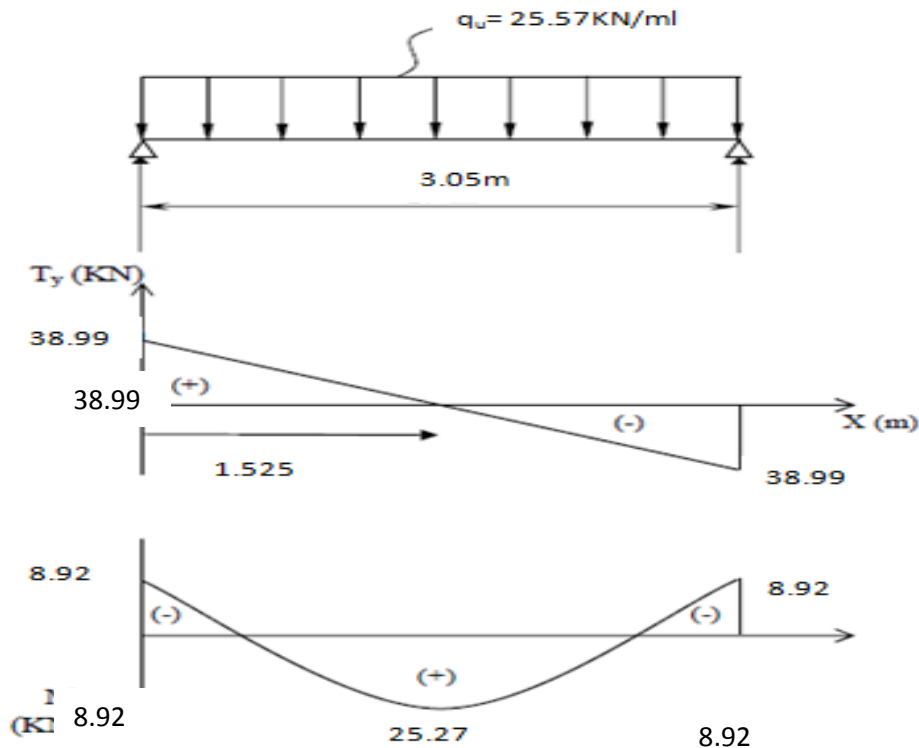
$$T_u=\frac{q_u l}{2}=(25.57 \times 3.05)/2=38.99\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_u = (-0.3) M_u = (-0.3) \times 29,73= - 8,92 \text{ KN/m}$

En travée: $M_u = (0.85) M_u = (0.85) \times 29,7 = 25,27 \text{ KN/m}$

3- Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



4- Ferraillages :

A- Calcul des armatures longitudinales :

1- En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 25.27 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.27 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.070 < \mu_l = 0.392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.070 \quad \square \quad \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25.27 \times 10^5}{0.964 \times 32 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA12 = 3.39 cm².

2- Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 8.92 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.92 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.024 \quad \square \quad \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.92 \times 10^5}{0.988 \times 32 \times 348 \times 100} \quad \square \quad A_{st} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

B- Calcul des armatures transversales :

Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right) \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

* Nous adopterons 1 cadre et un étrier en Ø8

5- Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée: } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ (Condition vérifié)}$$

b) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right) \right\} ;$

Donc : $\bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$.

Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 38.99 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38.99 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,48\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifié})$$

c) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{3.15 \text{ Mpa.}}$$

❖ Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.99 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.1} = 1,19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifié})$$

d) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28.8 ; 40\text{cm}) = \underline{28.8\text{cm}}$$

e) Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

1- Aux appuis :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} \right) = \min (8.75\text{cm} ; 9.6\text{cm}) = \mathbf{8.75\text{cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28.8\text{cm} ; 8.75\text{cm}) = 8.75\text{cm}$.

2- Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28.8\text{cm} ; 17.5\text{cm}) = 17.5\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{15\text{cm}}$

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

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32\text{cm} ; \text{On prend } L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}.$$

$$L_s^2 = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27\text{cm} ; \text{On prend } L_s = \mathbf{35\text{cm}}.$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_s = \mathbf{0.4 L_s = 18\text{cm}}$$

IV-Calcul à l'ELS :

I) Combinaison d'action :

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,19 + (2 \times 34,49 / 3,05) = \mathbf{18,60 \text{ KN/ml}}$$

II-Calcul des efforts internes :

I- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = (18,60 \times 3,05^2) / 8 = \mathbf{21,62 \text{ KNm}}$$

2- Effort tranchant :

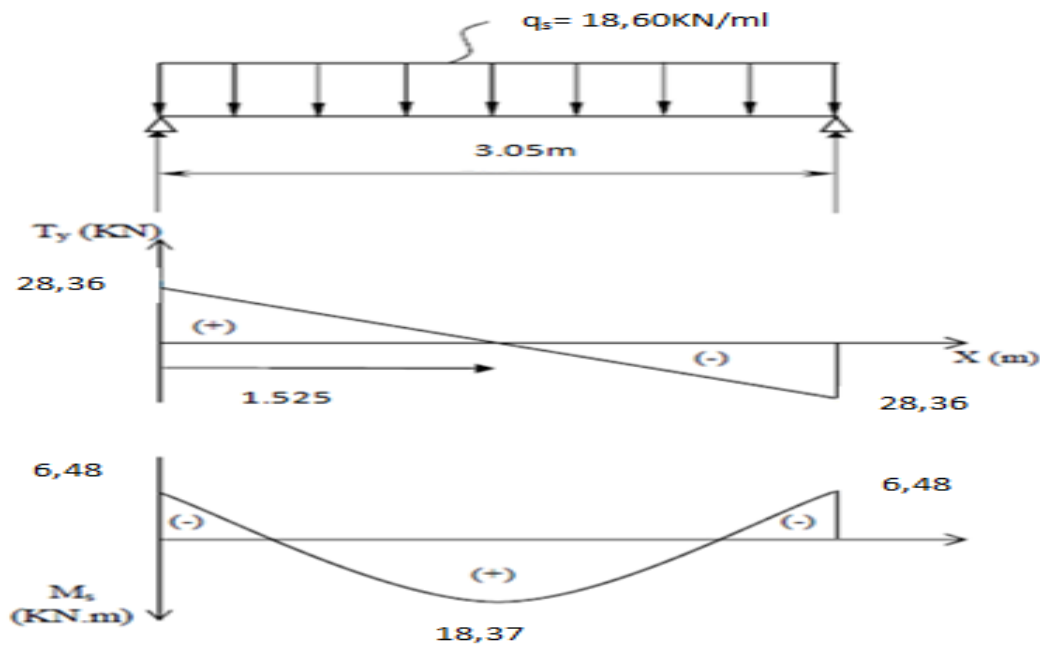
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = (18,60 \times 3,05) / 2 = 28,36 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_s = (-0.3) M_u = (-0.3) \times 21,62 = - 6,48 \text{ KN/m}$

En travée: $M_s = (0.85) M_u = (0.85) \times 21,62 = 18,37 \text{ KN/m}$

3- Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



4- Les vérifications

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ En travée :

1- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 32} \times 100 = 0.429$$

$$\rho_1 = 0.429 \quad \square \quad k_1 = 35 \text{ et } \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18.37 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 339} = 118.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 118.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifié}$$

2- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{118.15}{35} = 3.37$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{(Condition vérifié)}$$

❖ **Aux appuis :**

1- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{25 \times 32} \times 100 = 0.291$$

$$\rho_1 = 0.291 \quad \square \quad k_1 = 43.82 \text{ et } \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.48 \times 10^6}{0.915 \times 320 \times 235} = 94.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 94.17 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{(Condition vérifié)}$$

2- Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{94.17}{43.82} = 2.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{(Condition vérifié)}$$

d- Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0.11$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Donc : $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ (condition vérifié)

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.0042$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Donc : $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$ (condition vérifié)

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{18.37}{10 \times 21.62} = 0.084$$

$$\frac{h}{L} = 0.11$$

Donc : $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$ (condition vérifié)

- Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

1-le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

a- Armatures longitudinales :

3HA12 filantes pour le lit inférieur.

3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

b- Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA8 .

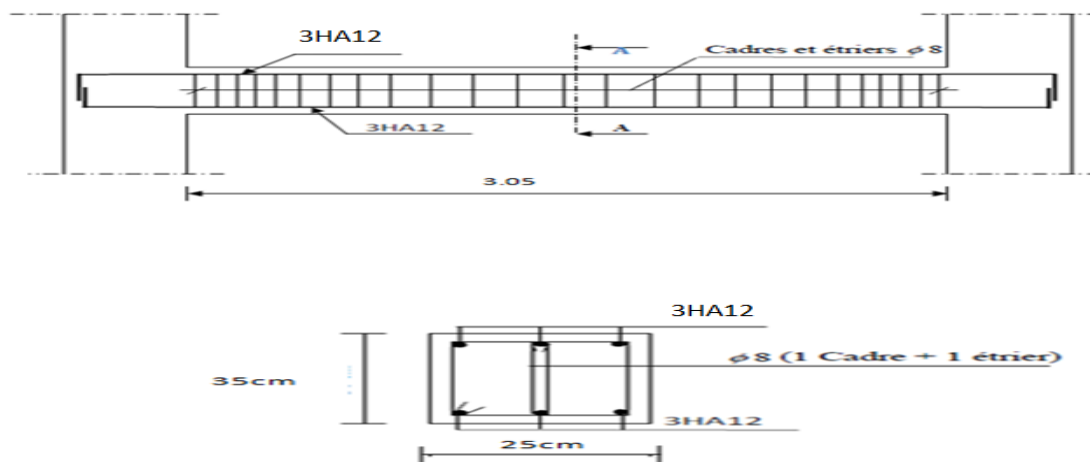


Fig –III-21 : plan de ferrailage de la poutre palière

2-Ferraillage final des escaliers :

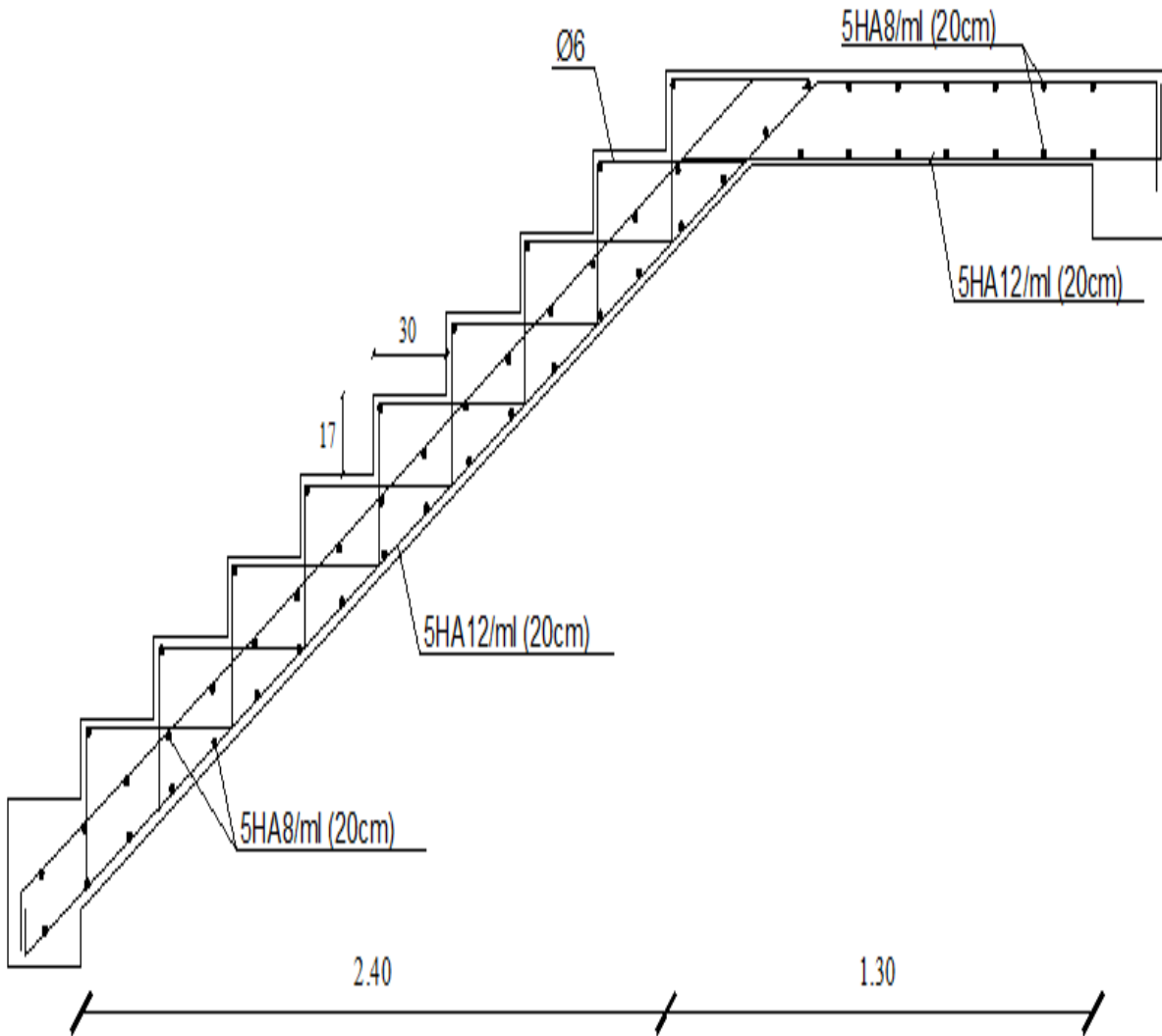


Fig-III-22 : plan de ferraillage de l'escalier

III.2.5) Etude de porter à faux :

Dans notre projet , nous disposons des portes à faux réalisées en corps creux (16+4) coulés sur place. Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastree à ces deux extrémités.

1) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastree à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

2) Pré dimensionnement de la poutre :

On a :

La hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

La largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Avec :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le cas considéré

$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$

$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h_t \leq 37$

On adopte une hauteur $h = 35 \text{ cm}$

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 10 \leq b \leq 24.5$

On adopte une largeur $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérifications (RPA 99.Art7.5.1) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,4 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

3) Détermination des charges et surcharges :

Nous tenons à rappeler que :

- la largeur du porte à faux est de : 1.2 m
- la charge permanente du plancher est de : 5.89 KN/m²
- la surcharge d'exploitation est de : 3.5 KN/m²
- la charge du mur est de: 2.44 KN/m²

On aura donc :

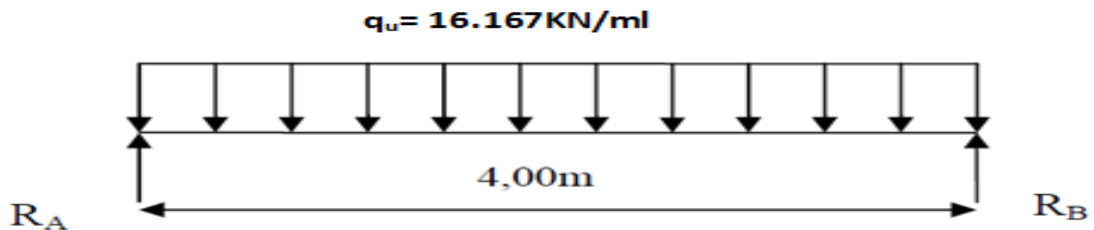
- poids propre du plancher : $5,89 \times \frac{0,65}{2} = 1.91 \text{ KN / ml}$
- poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN / ml}$
- poids de la maçonnerie : $2,44 \times (3.06 - 0.35) = 6.612 \text{ KN / ml}$
- la charge d'exploitation : $3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN / ml}$

Combinaisons d'actions : d'après les règles du **BAEL 91 :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1.91 + 2.187 + 6.612) + 1,5(1.14) = 16.167 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 1.91 + 2.187 + 6.612 + 1.14 = 11.85 \text{ KN / ml}$$

4) **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**



a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 32.33 \text{ KN}$$

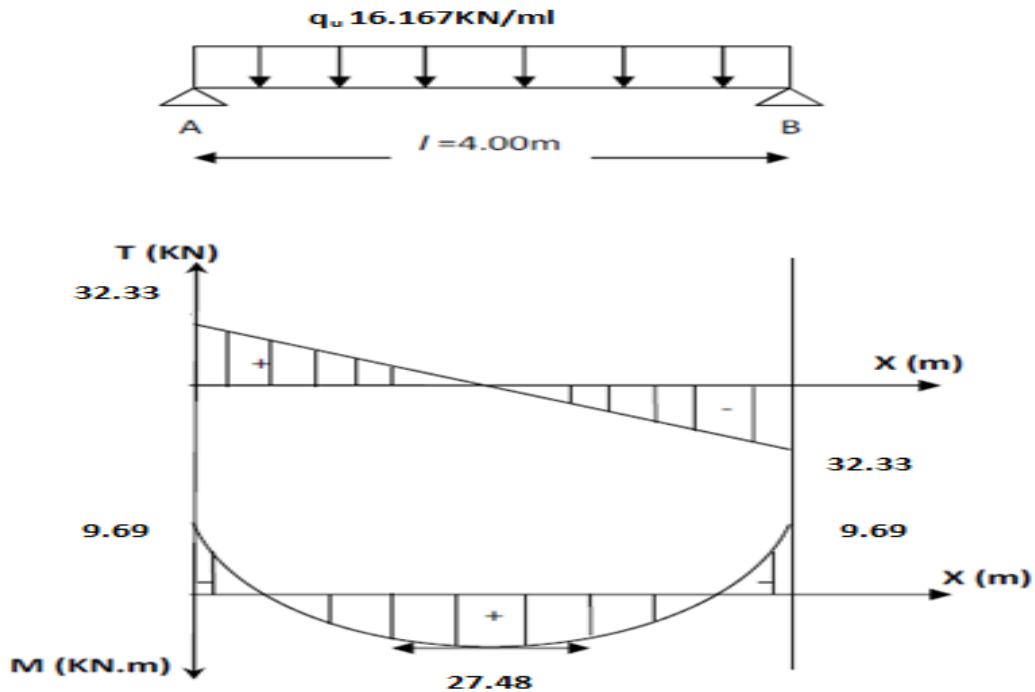
1) **le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{16.167 \times 4^2}{8} = 32.33 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs : d'après la méthode forfaitaire :

- en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 27.48 \text{ KNm}$
- aux appuis : $M_a = -0.3 \cdot M_0 = -9.69 \text{ KNm}$

Diagramme de l'effort tranchant et du moment :



2) Le ferrailage : soit un enrobage : $c = 3 \text{ cm}$ d'où : $d = 32 \text{ cm}$

En travée et aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

1- En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,48 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_l = 0,392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,076 \quad \square \quad \beta = 0,960$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,48 \times 10^3}{0,960 \times 32 \times 348} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Ast = 2.57 cm² soit de 3HA12 = 3.39 cm²

2- **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.69 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \square \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \quad \square \quad \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.69 \times 10^3}{0.987 \times 32 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Ast = 0.88 cm² soit de 3HA12 = 3.39cm²

3) Armatures transversales : BAEL 91

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 25) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

3) Espacement :

D'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}\right) = \min(8.75; 14.4; 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}; \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Vérifications à effectuer à l'ELU :

Selon le **BAEL 91**

1) Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32.33 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,40MPa$$

On a : $\tau_u = 0.40MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa \Rightarrow$ (condition vérifiée).

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

a) Dans le béton :

$$\frac{2V}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 32.33 \leq 0.4bx0,9dx \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 32 \frac{25}{1.15} = 480 KN \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Les aciers :

$$A_a = 3.39cm^2, \quad M_u^a = -9.69KNm$$

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0,9.d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(32.33 - \frac{9.69}{0,9 \times 0.32} \right) = -0.0037cm^2$$

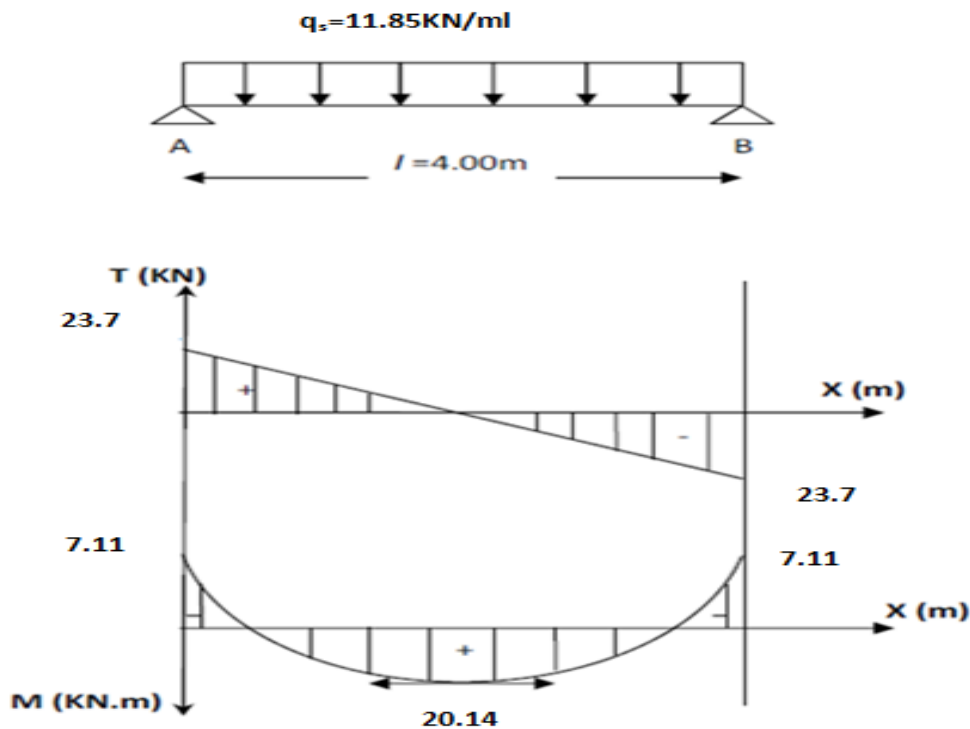
Donc la condition est vérifiée.

6) Vérifications à effectuer à l'ELS : selon le BAEL 91

Il faut rappeler que : $q_s = 11.85 KN / ml$

- les réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{11.85 \times 4}{2} = 23.7 KN$
- le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 23.7 KN.m$
- les moments après correction :
 - en travée : $M_t = 0,85M_0 = 20.14KNm$
 - aux appuis : $M_a = -0,3.M_0 = -7.11 KNm$

Diagramme de l'effort tranchant et du moment :



1) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,087 \geq 0,0625 \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M'_s}{M_0} = \frac{20.14}{10 \times 23.7} = 0.084 \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 32} = 0,0042 < 0,0105 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes :

Les aciers : la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.

Le béton : à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 32} = 0,293$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,915, k_1 = 43,82$

$$\sigma_s = \frac{7.11 \times 10^3}{0,915 \times 32 \times 2.35} = 103.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{103.33}{43.82} = 2.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,900, k_1 = 35$

$$\sigma_s = \frac{20.14 \times 10^3}{0,900 \times 32 \times 3.39} = 206.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{206.28}{35} = 5.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

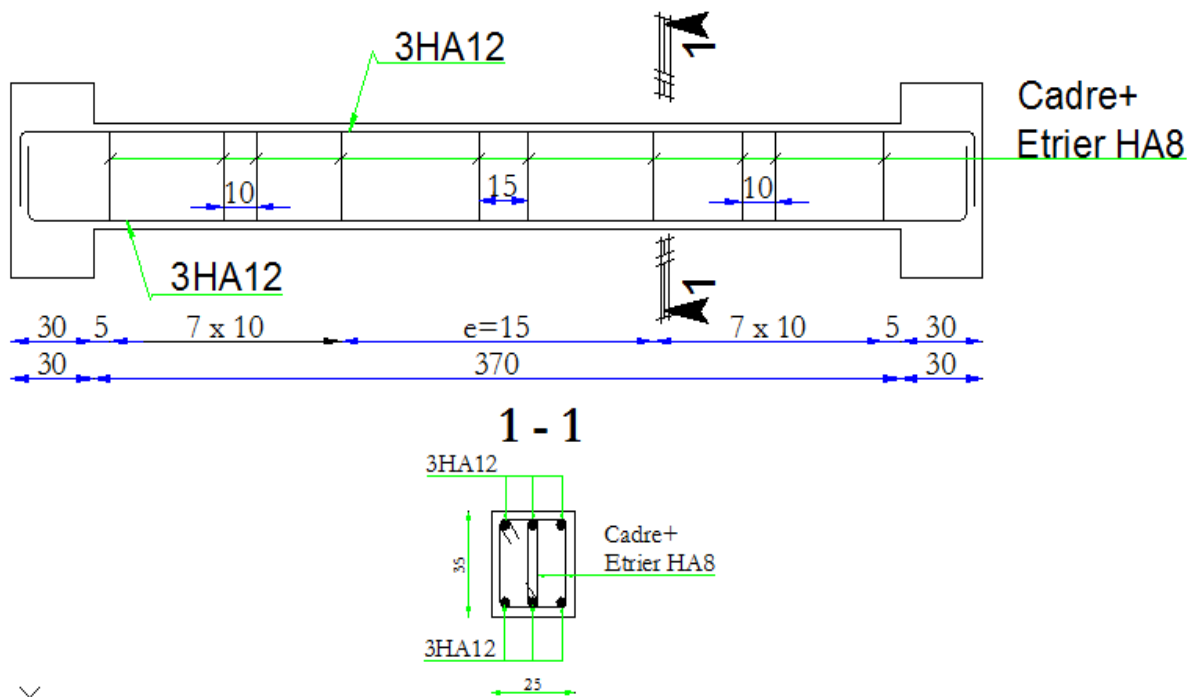


Fig-III-23 : Plan de ferrailage de la poutre de chaînage



Chapitre IV :
Etude de
contreventement

IV-1- Introduction :

- Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le contreventement est assuré par un ou plusieurs des dispositifs suivants :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction portiques voiles.
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventé entièrement par un noyau en béton armé.
- Portiques auto stable en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide et autres.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économiques.

- ❖ Il est à remarquer que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

IV-2- Calcul des inerties des refends pleins:

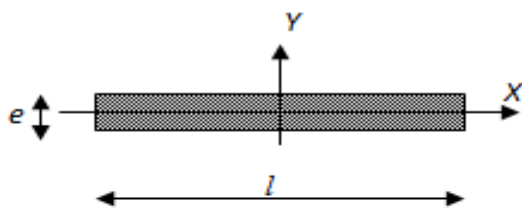


Fig.IV.1: voile longitudinal

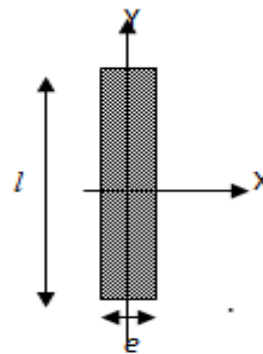


Fig.IV.2 : voile transversal

a-Les refends longitudinaux :

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L e^3}{12} \lll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe x-x.

b- Les refends transversaux :

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

Inerties des voiles :

Tableaux IV.1.Sens longitudinal: Sens X-X

voile	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Inertie (m ⁴)
VL1	0.20	1.20	0.028
VL2	0.20	1.50	0.056
VL3	0.20	1.20	0.028
VL4	0.20	1.8	0.097
VL5	0.20	1.8	0.097
VL6	0.20	1.8	0.097
VL7	0.20	1.8	0.097
VL8	0.20	1.20	0.028
VL9	0.20	1.50	0.056
VL10	0.20	1.20	0.028
			0.612

Tableaux IV.2.Sens transversal : Sens Y-Y

voile	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Inertie (m ⁴)
VT1	0.20	2.00	0.250
VT2	0.20	1.50	0.056
VL3	0.20	2.00	0.250
VL4	0.20	1.50	0.056
VL5	0.20	2.00	0.250
VL6	0.20	2.00	0.250
			1.112

IV-3- calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV-3-1-Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de

MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul :

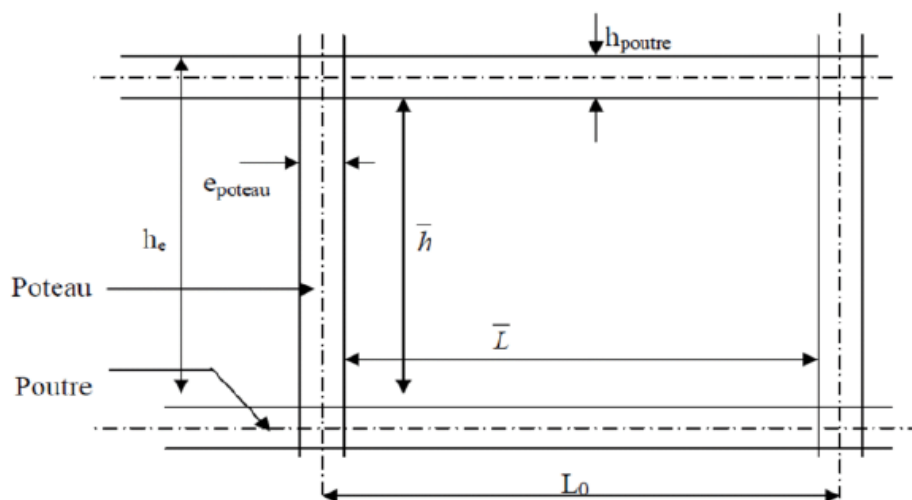
- Les charges ou les masses sont considéré concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être:
- Rectangulaire pour le vent.
- Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV-3-2- Etapes de calculs :

a) Calcul des rigidités des linéaires des poteaux et des poutres :

1-Rigidités linéaires d'un poteau: $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

2-Rigidités linéaires d'une poutre: $K_{pout} = \frac{I_{pout}}{l_c}$



Avec :

\bar{h} : Hauteur entre nus des poutres égale à $(h_0 - h_{pot})$

I : Moment d'inertie de l'élément.

\bar{L} : Longueur entre nus des poteaux égale à $(L_0 - h_{pot})$

L_0 : longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : rigidités linéaires (poteau ; poutre).

h_0 : hauteur poteaux entre axes des poutres.

h_p : hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

$$\left. \begin{aligned} h_c &= \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \\ L_c &= \bar{L} + \frac{1}{2} l_{pout} \end{aligned} \right\} \text{ Avec :}$$

L_c : Longueur de calcul de la poutre

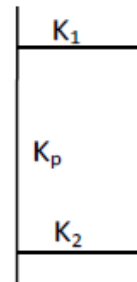
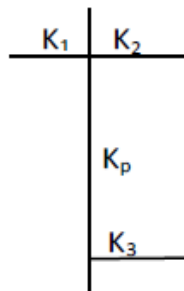
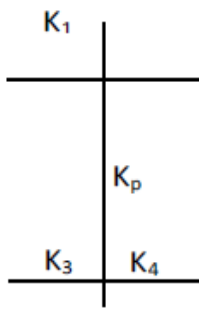
h : Hauteur de calcul de poteau.

b) Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

1-Cas des étages courant:

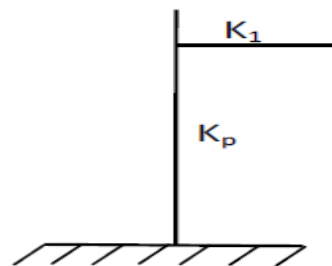
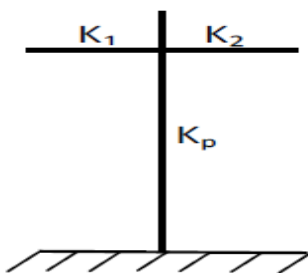
En général :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}}{2K_{pot}}$$



2-Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{pout\ sup}}{K_{pot}}$$



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau : IV.3.Rigidités des poutres longitudinales :

Niveau	Travées	L (cm)	h (cm)	L _c (cm)	I poutre (cm ⁴)	K poutre(cm ³)
6+7+8	A-B	320	35	337.5	107187.5	317.59
	B-C	320	35	337.5	107187.5	317.59
	C-D	310	35	327.5	107187.5	327.29
	D-E	320	35	337.5	107187.5	317.59
	E-F	320	35	337.5	107187.5	317.59
3+4+5	A-B	315	35	332.5	107187.5	322.36
	B-C	315	35	332.5	107187.5	322.36
	C-D	305	35	322.5	107187.5	332.36
	D-E	315	35	332.5	107187.5	322.36
	E-F	315	35	332.5	107187.5	322.36
RDC+1+2	A-B	310	35	327.5	107187.5	327.29
	B-C	310	35	327.5	107187.5	327.29
	C-D	300	35	317.5	107187.5	337.59
	D-E	310	35	327.5	107187.5	327.29
	E-F	310	35	327.5	107187.5	327.29

Tableau : IV.4.Rigidités des poutres transversales :

Niveau	Travées	L (cm)	h (cm)	L _c (cm)	I poutre (cm ⁴)	K poutre(cm ³)
6+7+8	1-2	370	35	387.5	107187.5	276.61
	2-3	370	35	387.5	107187.5	276.61
	3-4	370	35	387.5	107187.5	276.61
3+4+5	1-2	365	35	382.5	107187.5	280.22
	2-3	365	35	382.5	107187.5	280.22
	3-4	365	35	382.5	107187.5	280.22
RDC+1+2	1-2	300	35	317.5	107187.5	337.59
	2-3	360	35	377.5	107187.5	283.94
	3-4	360	35	377.5	107187.5	283.94
	4-5	360	35	377.5	107187.5	283.94

Tableau : IV.5. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X et Y-Y :

Niveau	poteaux	h (cm)	e poteau (cm)	h _c (cm)	I _{poteau} (cm ⁴)	K _{poteau} (cm ³)
6+7+8	30x30	271	30	286	67500	236.01
3+4+5	35x35	271	35	288.5	125052.08	433.45
2	40x40	271	40	291	213333.33	733.10
1	40x40	305	40	325	213333.33	656.41
RDC	40x40	373	40	393	213333.33	542.83

c) Calcul des coefficients correcteurs « a_j » :

- Niveau courant : $a_j = \frac{K}{2+K}$
- Niveau RDC : $a_j = \frac{0.5+K}{2+K}$

d) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant :

$$r_j = a_j K_{pot} \frac{12E}{h_c^2}$$

Niveau RDC :

- Poteau encasté à sa base : $r_j = a_j K_{pot} \frac{12E}{h_c^2}$
- Poteau articulé à sa base : $r_j = a_j K_{pot} \frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton E= 321642 daN/cm²

e) Calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$r_j = \frac{12E}{h_c^2} \sum a_j K_{pot}$$

f) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{jx} : \text{pour chaque niveau dans le sens longitudinal}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy} : \text{pour chaque niveau dans le sens transversal}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau : IV.6. Rigidités linéaires des portiques longitudinaux :

Niveau	travée	h_c (cm)	I_{poteau}	K_{poteau}	K_{poutre}	K	a_j	r_j	R_j
6+7+8	A	286	67500	236.01	317.59	1.345	0.402	44.76	345.64
	B			236.01	317.59	2.691	0.573	63.81	
	C			236.01	327.29	2.732	0.577	64.25	
	D			236.01	317.59	2.732	0.577	64.25	
	E			236.01	317.59	2.691	0.573	63.81	
	F			236.01		1.345	0.402	44.76	
3+4+5	A	288.5	125052.08	433.45	322.36	0.743	0.270	54.27	452.64
	B			433.45	322.36	1.487	0.426	85.62	
	C			433.45	332.36	1.510	0.430	86.43	
	D			433.45	322.36	1.510	0.430	86.43	
	E			433.45	322.36	1.487	0.426	85.62	
	F			433.45		0.743	0.270	54.27	
2	A	291	213333.33	733.10	327.29	0.446	0.182	60.81	535.26
	B			733.10	327.29	0.892	0.308	102.91	
	C			733.10	337.59	0.906	0.311	103.91	
	D			733.10	327.29	0.906	0.311	103.91	
	E			733.10	327.29	0.892	0.308	102.91	
	F			733.10		0.446	0.182	60.81	
1	A	325	213333.33	656.41	327.29	0.498	0.199	47.73	415.42
	B			656.41	327.29	0.997	0.332	79.63	
	C			656.41	337.59	1.012	0.335	80.35	
	D			656.41	327.29	1.012	0.335	80.35	
	E			656.41	327.29	0.997	0.332	79.63	
	F			656.41		0.498	0.199	47.73	
RDC	A	393	213333.33	542.83	327.29	0.602	0.115	15.60	107.82
	B			542.83	327.29	1.205	0.187	25.36	
	C			542.83	337.59	1.224	0.189	25.63	
	D			542.83	327.29	1.224	0.189	25.63	
	E			542.83	327.29	1.205	0.187	25.36	
	F			542.83		0.602	0.115	15.60	

Tableau : IV.7. Rigidités linéaires des portiques transversaux :

Niveau	travée	h _c (cm)	I _{poteau}	K _{poteau}	K _{poutre}	K	a _j	r _j	R _j
6+7+8	1	286	67500	236.01	276.61	1.172	0.369	41.09	202.22
	2				276.61	2.344	0.539	60.02	
	3				276.61	2.344	0.539	60.02	
	4					1.172	0.369	41.09	
3+4+5	1	288.5	125052.08	433.45	280.22	0.646	0.244	49.04	294.46
	2				280.22	1.929	0.490	98.19	
	3				280.22	1.929	0.490	98.19	
	4					0.646	0.244	49.04	
2	1	291	213333.33	733.10	337.59	0.460	0.187	62.48	402.29
	2				283.94	0.847	0.297	99.24	
	3				283.94	0.774	0.279	93.22	
	4				283.49	0.774	0.279	93.22	
	5					0.386	0.162	54.13	
1	1	325	213333.33	656.41	337.59	0.514	0.204	48.93	312.75
	2				283.94	0.946	0.321	76.99	
	3				283.94	0.865	0.301	72.19	
	4				283.94	0.865	0.301	72.19	
	5					0.432	0.177	42.45	
RDC	1	393	213333.33	542.83	337.59	0.621	0.118	16.00	100.9
	2				283.94	1.144	0.181	24.55	
	3				283.94	1.046	0.171	23.19	
	4				283.94	1.046	0.171	23.19	
	5					0.523	0.103	13.97	

IV-4-Calcul rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{vx} = \frac{12EI_y}{h^3} \quad (\text{Voiles longitudinaux})$$

$$R_{vx} = \frac{12EI_x}{h^3} \quad (\text{Voiles transversaux})$$

Avec : h : hauteur d'étage.

E : module de Young.

I_x et I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

a- Etage courant :

Tableau : IV.8. Sens longitudinal : sens X-X

voile	H_e (m)	I_y (m ⁴)	E (KN/m ²)	R_{jx} (KN/m)
VL1	3.06	0.028	32164200	377179.21
VL2	3.06	0.056	32164200	754358.41
VL3	3.06	0.028	32164200	377179.21
VL4	3.06	0.097	32164200	1306656.56
VL5	3.06	0.097	32164200	1306656.56
VL6	3.06	0.097	32164200	1306656.56
VL7	3.06	0.097	32164200	1306656.56
VL8	3.06	0.028	32164200	377179.21
VL9	3.06	0.056	32164200	754358.41
VL10	3.06	0.028	32164200	377179.21
SOMME : 8244059.90				

Tableau : IV.9. Sens transversal: sens Y-Y

voile	h_e (m)	Inertie (m ⁴)	E (KN/m ²)	R_{jy}
VT1	3.06	0.260	32164200	3502378.42
VT2	3.06	0.089	32164200	1198891.07
VL3	3.06	0.260	32164200	3502378.42
VL4	3.06	0.089	32164200	1198891.07
VL5	3.06	0.260	32164200	3502378.42
VL6	3.06	0.260	32164200	3502378.42
Somme :16407295.82				

b-Premier niveau :

Tableau : IV.10. Sens longitudinal : sens X-X

voile	H_e (m)	I_y (m ⁴)	E (KN/m ²)	R_{jx} (KN/m)
VL1	3.40	0.028	32164200	274963.64
VL2	3.40	0.056	32164200	549927.29
VL3	3.40	0.028	32164200	274963.64
VL4	3.40	0.097	32164200	952552.63

VL5	3.40	0.097	32164200	952552.63
VL6	3.40	0.097	32164200	952552.63
VL7	3.40	0.097	32164200	952552.63
VL8	3.40	0.028	32164200	274963.64
VL9	3.40	0.056	32164200	549927.29
VL10	3.40	0.028	32164200	274963.64
Somme : 6009919.66				

Tableau : IV.11. Sens transversal : sens Y-Y

voile	he (m)	Inertie (m ⁴)	E (KN/m ²)	R j y
VT1	3.40	0.260	32164200	2553233.86
VT2	3.40	0.089	32164200	873991.59
VL3	3.40	0.260	32164200	2553233.86
VL4	3.40	0.089	32164200	873991.59
VL5	3.40	0.260	32164200	2553233.86
VL6	3.40	0.260	32164200	2553233.86
Somme :11960918.62				

RDC :

Tableau : IV.12. sens longitudinal : sens X-X

voile	H _c (m)	I _y (m ⁴)	E (KN/m ²)	R _{jx} (KN/m)
VL1	4.08	0.028	32164200	159122.48
VL2	4.08	0.056	32164200	318244.96
VL3	4.08	0.028	32164200	159122.48
VL4	4.08	0.097	32164200	551245.73
VL5	4.08	0.097	32164200	551245.73
VL6	4.08	0.097	32164200	551245.73
VL7	4.08	0.097	32164200	551245.73
VL8	4.08	0.028	32164200	159122.48
VL9	4.08	0.056	32164200	318244.96
VL10	4.08	0.028	32164200	159122.48
Somme : 3477962.76				

Tableau : IV.13. sens transversal : sens Y-Y

voile	he (m)	Inertie (m ⁴)	E (KN/m ²)	R j y
VT1	4.08	0.260	32164200	1477565.89
VT2	4.08	0.089	32164200	505782.17
VL3	4.08	0.260	32164200	1477565.89
VL4	4.08	0.089	32164200	505782.17
VL5	4.08	0.260	32164200	1477565.89
VL6	4.08	0.260	32164200	1477565.89
Somme :				6921827.90

IV-5-Calcul du centre de torsion des voiles :

Les coordonnées du centre de torsion des voiles sont données par :

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{i=1}^n R_{jy}} \qquad Y_c = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{i=1}^n R_{jx}}$$

Avec : Xj et Yj : les coordonnées du centre de gravité des voiles par rapport aux axes principaux.

R_{jx} ; R_{jy}: Les rigidités dans le sens y-y et x-x respectivement.

Tableau IV.14. Sens longitudinal : sens X-X

		VOILES TRANSVERSAUX					
Niveau	voiles	Rvy [daN/cm]	∑Rvy [daN/cm]	Xj	Rvy.Xj	∑Rvy.Xj	Xc [m]
Etage courant	VT1	377179.21	8244059.94	4.8	1810460.208	99142229.67	12.03
	VT2	754358.43		4.55	3432330.857		
	VT3	377179.21		4.8	1810460.208		
	VT4	1306656.56		10.65	13915892.36		
	VL5	1306656.56		14.4	18815854.46		
	VL6	1306656.56		14.4	18815854.46		
	VL7	1306656.56		14.4	18815854.46		
	VL8	377179.21		14.4	5431380.624		
	VL9	754358.43		14.4	10862761.39		

	VL10	377179.21		14.4	5431380.624		
1er étage	VL1	274963.65	6009919.7	4.8	1319825.52	72274685.43	12.03
	VL2	549927.29		4.55	2502169.17		
	VL3	274963.65		4.8	1319825.52		
	VL4	952552.63		10.65	10144685.51		
	VL5	952552.63		14.4	13716757.87		
	VL6	952552.63		14.4	13716757.87		
	VL7	952552.63		14.4	13716757.87		
	VL8	274963.65		14.4	3959476.56		
	VL9	549927.29		14.4	7918952.976		
	VL10	274963.65		14.4	3959476.56		
RDC	VL1	159122.48	3477962.8	4.8	763787.904	41825628.3	12.03
	VL2	318244.96		4.55	1448014.568		
	VL3	159122.48		4.8	763787.904		
	VL4	551245.74		10.65	5870767.131		
	VL5	551245.74		14.4	7937938.656		
	VL6	551245.74		14.4	7937938.656		
	VL7	551245.74		14.4	7937938.656		
	VL8	159122.48		14.4	2291363.712		
	VL9	318244.96		14.4	4582727.424		
	VL10	159122.48		14.4	2291363.712		

Tableau IV.15. Sens transversal : sens Y-Y

VOILES TRANSVERSAUX							
Niveau	voiles	R _{vy} [daN/cm]	∑R _{vy} [daN/cm]	X _j	R _{vy} .X _j	∑R _{vy} .X _j	X _c [m]
Etage courant	VT1	3502378.42	16407295.82	4.8	16811416.42	152714475.6	9.308
	VT2	1198891.07		4.55	5454954.369		
	VT3	3502378.42		4.8	16811416.42		
	VT4	1198891.07		10.65	12768189.9		
	VL5	3502378.42		14.4	50434249.25		
	VL6	3502378.42		14.4	50434249.25		
1er	VL1	2553233.86	11960918.62	4.8	12255522.53	111328852.4	9.308

étage	VL2	873991.59		4.55	3976661.735		
	VL3	2553233.86		4.8	12255522.53		
	VL4	873991.59		10.65	9308010.434		
	VL5	2553233.86		14.4	36766567.58		
	VL6	2553233.86		14.4	36766567.58		
RDC	VL1	1477565.89	6921827.9	4.8	7092316.272	64426419.16	9.308
	VL2	505782.17		4.55	2301308.874		
	VL3	1477565.89		4.8	7092316.272		
	VL4	505782.17		10.65	5386580.111		
	VL5	1477565.89		14.4	21276948.82		
	VL6	1477565.89		14.4	21276948.82		

IV-6- Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

IV.6.1) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l’inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à (1tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

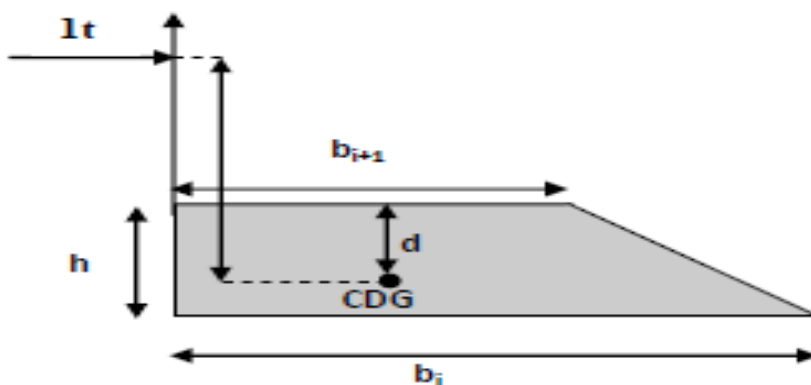


Fig IV.4 Centre de gravité d’un trapèze.

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Avec :

$$S_i = (B+b) \times \frac{h}{2} \quad \text{et} \quad d_i = \frac{2B+b}{3(B+b)} \times h$$

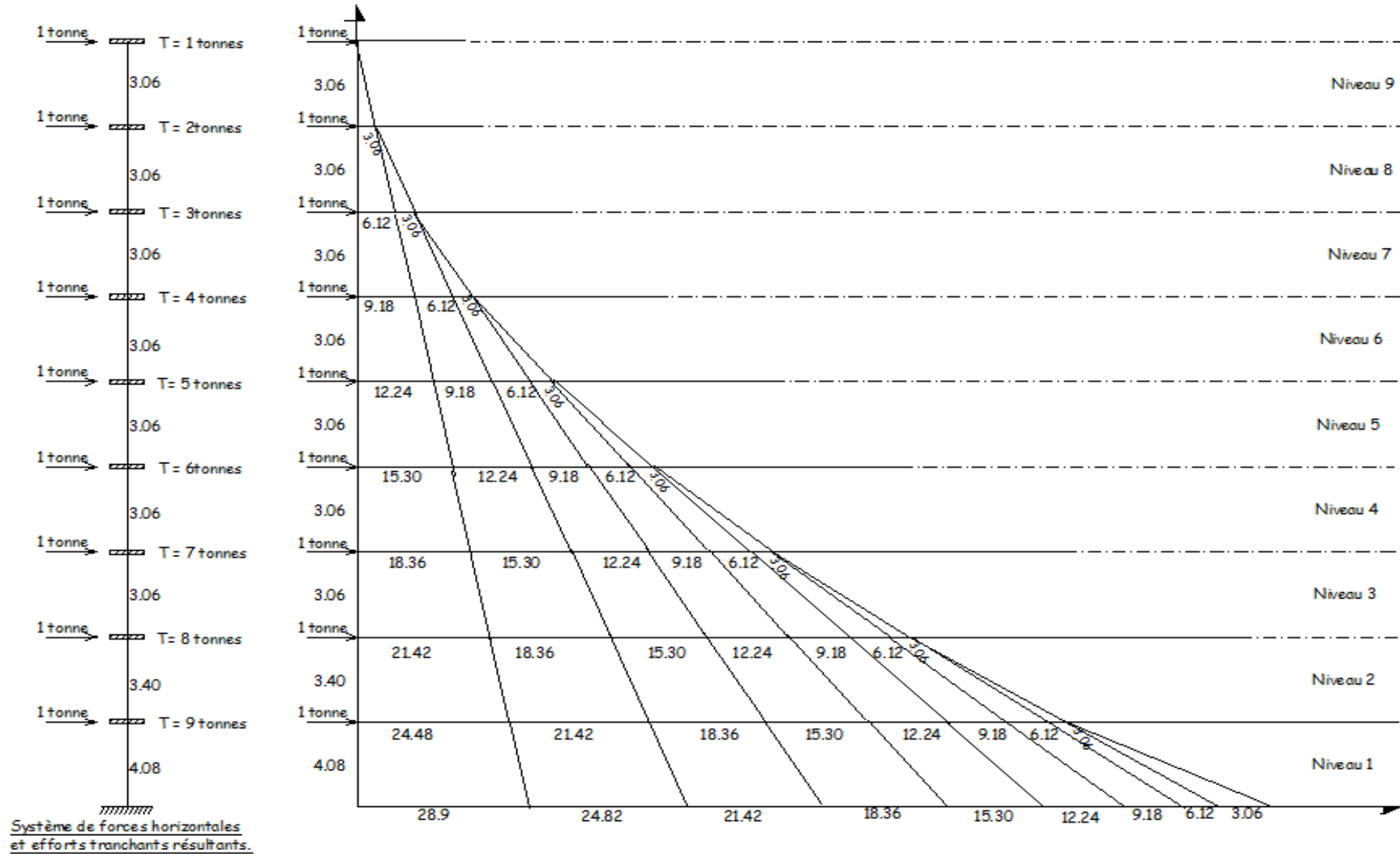


Fig IV.5 : Diagrammes des moments

IV.6.1) Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires :

Le tableau suivant donne les aires « s_i » et la position du centre de gravité « d_i » par diagramme des moments :

Tableau IV.16. Valeurs des flèches des refends à chaque niveau pour un refend d'une inertie de $1m^4$:

niveaux	h(m)	B	b	S_i (m)	d_i	$S_i d_i$	$F_i EI$
8	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872	31780.4807
7	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052	27197.0089
6	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154	22646.9652
5	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.6575	124.161336	18187.6547
4	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01744	13905.0354
3	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852	9913.71767
2	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.60285714	367.708572	7478.96179
1	3.4	110.68	85.68	333.812	1.7721464	591.563733	3406.69193
RDC	4.08	139.4	110.68	510.1632	2.11809341	1080.57331	1080.57331

Avec :

$$f_{RDC} = \frac{S_1 d_1}{EI} = \frac{602.82 \times 2,112}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} = \frac{402.866 \times 1.765 + 602.82 \times 5.512}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} = \frac{284.488 \times 1.595 + 402.866 \times 4.825 + 602.82 \times 8.572}{EI}$$

.

.

f_{08}

IV.6.3) Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur du portique considéré.

$$\sum \mathbf{K}_{pn} : \text{somme des raideurs des poteaux au niveau } \mathbf{n} \quad \Rightarrow \quad \sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau **n**.

$$\mathbf{M}_n = \mathbf{T}_n \times \mathbf{h} ;$$

Avec : \mathbf{M}_n : moment d'étage

\mathbf{T}_n : effort tranchant au niveau **n**.

- **La rotation est donnée par les formules suivantes :**

1-Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{t_n}}$$

2-Pour le premier niveau (RDC) :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1} + 2 \sum K_{p_1}}$$

$$\sum K_{t_n} : \text{Somme des raideurs des poutres au niveau } \mathbf{n} \quad \Rightarrow \quad \sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L}$$

I_{tn} : inertie des poutres du niveau **n**.

L : portées des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Inertie fictif des portiques I_e :

L'inertie fictive du portique est donnée par la formule suivante :

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n}$$

Avec :

ΣK_m : somme des raideurs des poutres du n^{eme} niveau ;

ΣK_{cn} : somme des raideurs des poteaux du n^{eme} niveau ;

Δ_n : déplacement du portique au n^{eme} niveau ;

F_n : flèche du n^{eme} niveau ;

h : hauteur libre d'étage ;

E : module d'élasticité.

Tableau IV-17. Inertie fictives des portiques longitudinaux :

niveaux	portique	$\sum k_{pot} \times 10^{-4}$	$\sum k_{pout} \times 10^{-4}$	Mn	M n+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\sum \Delta_n$	Fi	len	$\sum len$
8	A1-F1	0.0014	0.0016	3.06	0	77.91	335.9	1027.86	50728.47	31780.48	0.32	1.47
	A2-F2	0.0014	0.0016	3.06	0	77.91	335.9	1027.86	35304.02		0.5	
	A3-F3	0.0014	0.0016	3.06	0	77.91	335.9	1027.86	34064.14		0.23	
	A4-F4	0.0014	0.0013	3.06	0	97.39	374.85	1147.06	36477.67		0.42	
7	A1-F1	0.0014	0.0016	6.12	3.06	233.73	671.8	2055.72	49700.61	27197	0.24	1.1
	A2-F2	0.0014	0.0016	6.12	3.06	233.73	671.8	2055.72	34276.15		0.29	
	A3-F3	0.0014	0.0016	6.12	3.06	233.73	671.8	2055.72	33036.28		0.32	
	A4-FA	0.0014	0.0013	6.12	3.06	292.17	794.32	2430.63	35330.61		0.25	
6	A1-F1	0.0014	0.0016	9.18	6.12	389.56	1011.87	3096.34	47644.89	22646.96	0.27	0.93
	A2-F2	0.0014	0.0016	9.18	6.12	389.56	1011.87	3096.34	32220.43		0.25	
	A3-F3	0.0014	0.0016	9.18	6.12	389.56	1011.87	3096.34	30980.56		0.23	
	A4-F4	0.0014	0.0011	9.18	6.12	576.17	1174.39	3593.65	32899.97		0.18	
5	A1-F1	0.0026	0.0016	12.24	9.18	553.72	1025.03	3136.6	44548.55	18187.65	0.19	0.86
	A2-F2	0.0026	0.0016	12.24	9.18	553.72	1025.03	3136.6	29124.09		0.22	
	A3-F3	0.0026	0.0016	12.24	9.18	553.72	1025.03	3136.6	27884.22		0.25	
	A4-E4	0.0026	0.0012	12.24	9.18	692.16	1183.24	3620.72	29306.31		0.20	

Chapitre IV

étude de contreventement

4	A1-F1	0.0026	0.0016	15.3	12.24	711.93	1281.29	3920.75	41411.94	13905.03	0.20	0.93
	A2-F2	0.0026	0.0016	15.3	12.24	711.93	1281.29	3920.75	25987.48		0.23	
	A3-F3	0.0026	0.0016	15.3	12.24	711.93	1281.29	3920.75	24747.61		0.26	
	A4-F4	0.0026	0.0012	15.3	12.24	889.92	1479.05	4525.9	25685.59		0.24	
3	A1-F1	0.0026	0.0016	18.36	15.3	870.14	3478.27	10643.52	37491.18	9913.71	0.16	0.89
	A2-F2	0.0026	0.0016	18.36	15.3	870.14	1514.35	4633.92	22066.72		0.22	
	A3-F3	0.0026	0.0016	18.36	15.3	870.14	1514.35	4633.92	20826.85		0.25	
	A4-F4	0.0026	0.0012	18.36	15.3	1087.68	1623.12	4966.75	21159.68		0.26	
2	A1-F1	0.0014	0.0003	21.42	18.36	4909.8	4385.72	13420.31	26847.65	7478.96	0.17	1.11
	A2-F2	0.0043	0.0016	21.42	18.36	981.96	1467.5	4490.55	17432.79		0.21	
	A3-F3	0.0043	0.0016	21.42	18.36	981.96	1467.5	4490.55	16192.92		0.26	
	A4-F4	0.0043	0.0016	21.42	18.36	981.96	1467.5	4490.55	16192.92		0.26	
	A5-F5	0.0043	0.0013	21.42	18.36	1227.45	1732.92	5302.75	17490.22		0.21	
1	A1-F1	0.0039	0.0013	24.82	21.42	1426.78	2067.34	7028.97	13427.34	3406.69	0.25	1.37
	A2-F2	0.0039	0.0016	24.82	21.42	1141.42	1924.66	6543.86	12942.23		0.26	
	A3-F3	0.0039	0.0016	24.82	21.42	1141.42	1758.9	5980.28	11702.36		0.29	
	A4-F4	0.0039	0.0016	24.82	21.42	1141.42	1758.9	5980.28	11702.36		0.29	
	A5-F5	0.0039	0.0013	24.82	21.42	1426.78	1901.58	6465.39	12187.47		0.27	
RDC	A1-F1	0.0032	0.0013	28.9	24.82	1657.58	1568.22	6398.37	6398.37	1080.57	0.16	0.9
	A2-F2	0.0032	0.0013	28.9	24.82	1657.58	1568.22	6398.37	6398.37		0.16	

	A3-F3	0.0032	0.0016	28.9	24.82	1326.06	1402.47	5722.08	5722.08		0.18	
	A4-F4	0.0032	0.0016	28.9	24.82	1326.06	1402.47	5722.08	5722.08		0.18	
	A5-F5	0.0032	0.0016	28.9	24.82	1326.06	1402.47	5722.08	5722.08		0.18	

Tableau IV.18. Inertie fictives des portiques transversaux :

niveaux	portique	$\sum k_{pn} \times 10^{-4}$	$\sum k_{tn} \times 10^{-4}$	Mn	M n+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\sum \Delta_n$	Fi	len	$\sum len$
8	A1-A5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	54666.98	31780.48	0.38	2.32
	B1-B5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	54666.98		0.38	
	C1-C5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	52805.88		0.4	
	D1-D5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	52805.88		0.4	
	E1-E5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	54666.98		0.38	
	F1-F5	0.0009	0.0008	3.06	0	153.64	577.4	1766.86	54666.98		0.38	
7	A1-A5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	52900.11	27197	0.31	1.9
	B1-B5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	52900.11		0.31	
	C1-C5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	51039.01		0.33	
	D1-D5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	51039.01		0.33	
	E1-E5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	52900.11		0.31	
	F1-F5	0.0009	0.0008	6.12	3.06	460.93	1154.81	3533.73	52900.11		0.31	
6	A1-A5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	49366.38	22646.96	0.25	1.54
	B1-B5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	49366.38		0.25	
	C1-C5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	47505.28		0.27	

Chapitre IV

étude de contreventement

	D1-D5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	47505.28		0.27	
	E1-E5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	49366.38		0.25	
	F1-F5	0.0009	0.0008	9.18	6.12	768.22	1725.29	5279.4	49366.38		0.25	
5	A1-A5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	44086.98	18187.65	0.21	1.3
	B1-B5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	44086.98		0.21	
	C1-C5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	42225.88		0.23	
	D1-D5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	42225.88		0.23	
	E1-E5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	44086.98		0.21	
	F1-F5	0.0017	0.0008	12.24	9.18	1061.66	1801.63	5513	44086.98		0.21	
4	A1-A5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	38573.97	13905.04	0.16	0.98
	B1-B5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	38573.97		0.16	
	C1-C5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	36712.87		0.17	
	D1-D5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	36712.87		0.17	
	E1-E5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	38573.97		0.16	
	F1-F5	0.0017	0.0008	15.3	12.24	1364.99	2252.04	6891.25	38573.97		0.16	
3	A1-A5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2689.53	8229.98	31682.71	9913.71	0.11	0.7
	B1-B5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2689.53	8229.98	31682.71		0.11	
	C1-C5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2446.3	7485.7	29821.62		0.13	
	D1-D5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2446.3	7485.7	29821.62		0.13	
	E1-E5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2689.53	8229.98	31682.71		0.11	
	F1-F5	0.0017	0.0008	18.36	15.3	1668.33	2689.53	8229.98	31682.71		0.11	
2	A1-A5	0.0029	0.0008	21.42	18.36	1945.83	2429.81	7435.24	23452.73	7478.96	0.11	0.7

Chapitre IV

étude de contreventement

	B1-B5	0.0029	0.0008	21.42	18.36	1945.83	2429.81	7435.24	23452.73	3406.69	0.11	1.26
	C1-C5	0.0036	0.0011	21.42	18.36	1459.37	2064.84	6318.42	22335.91		0.13	
	D1-D5	0.0036	0.0011	21.42	18.36	1459.37	2064.84	6318.42	22335.91		0.13	
	E1-E5	0.0029	0.0008	21.42	18.36	1945.83	2429.81	7435.24	23452.73		0.11	
	F1-F5	0.0029	0.0008	21.42	18.36	1945.83	2429.81	7435.24	23452.73		0.11	
1	A1-A5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49	3406.69	0.21	1.26
	B1-B5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49		0.21	
	C1-C5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49		0.21	
	D1-D5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49		0.21	
	E1-E5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49		0.21	
	F1-F5	0.0032	0.0011	24.82	21.42	1696.36	2463.76	8376.81	16017.49		0.21	
RDC	A1-A5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67	1080.57	0.14	0.24
	B1-B5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67		0.14	
	C1-C5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67		0.14	
	D1-D5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67		0.14	
	E1-E5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67		0.14	
	F1-F5	0.0027	0.0011	28.9	24.82	1970.78	1872.71	7640.67	7640.67		0.14	

Tableau IV.19. Résumé des inerties fictives des portiques :

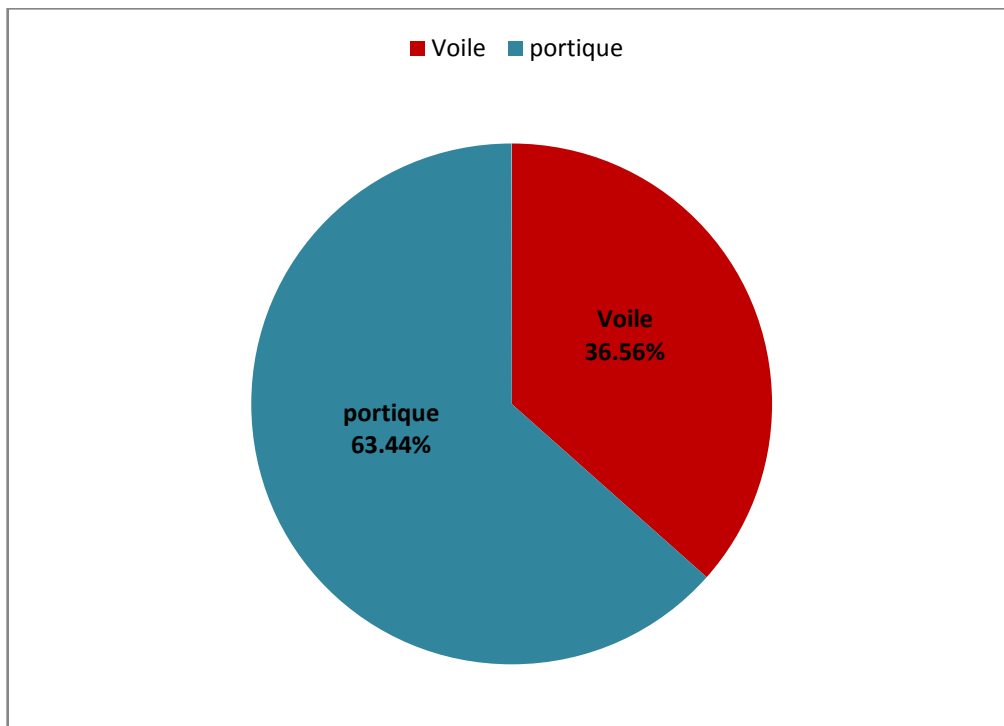
	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	moyenne
Sens longitudinal	0.9	1.37	1.11	0.89	0.93	0.86	0.93	1.1	1.47	1.062
Sens transversal	0.24	1.26	0.7	0.7	0.98	1.3	1.45	1.9	2.32	1.215

IV.7) comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal

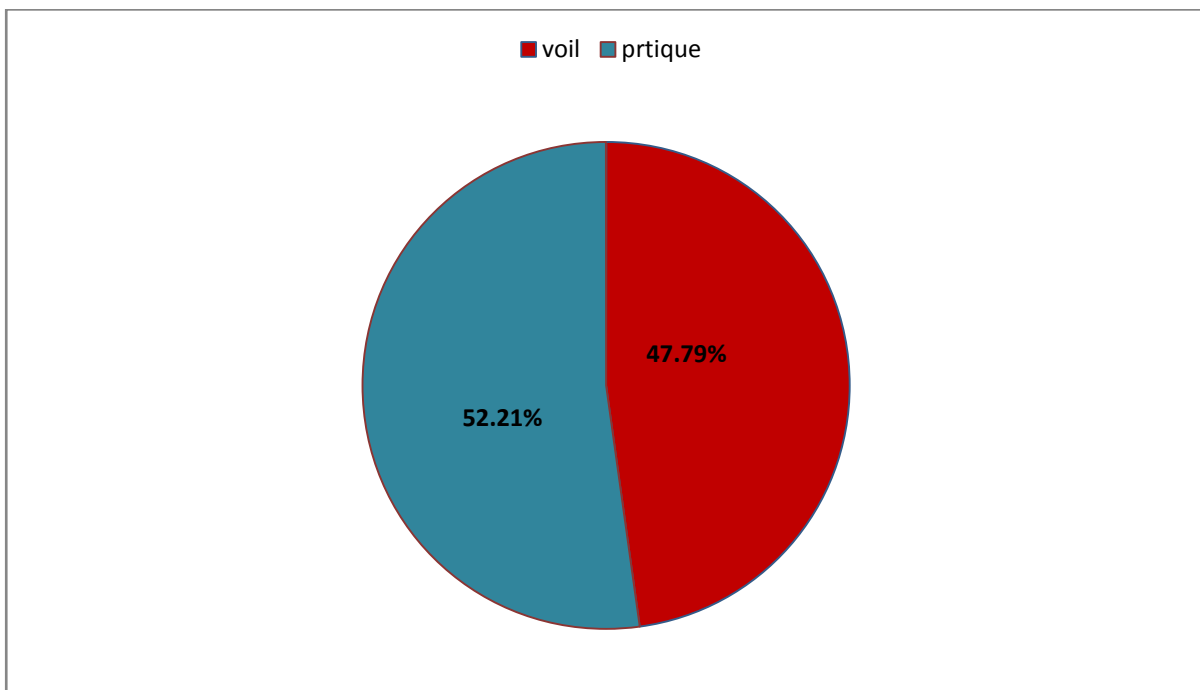
Inerties	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	1.062	63.44%
Voile	0.612	36.56%
Portique+voile	2.433	100%

Pourcentage(%)



Sens transversal:

Inerties	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	1.215	52.21%
Voile	1.112	47.79%
Portique+voile	1.907	100%

Pourcentage(%)Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons

Constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

- D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)



**Chapitre V :
Modélisation de la
structure et vérification
du RPA**

IV.1 Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très difficiles dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6**

IV.2 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est 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 structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV. 2 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

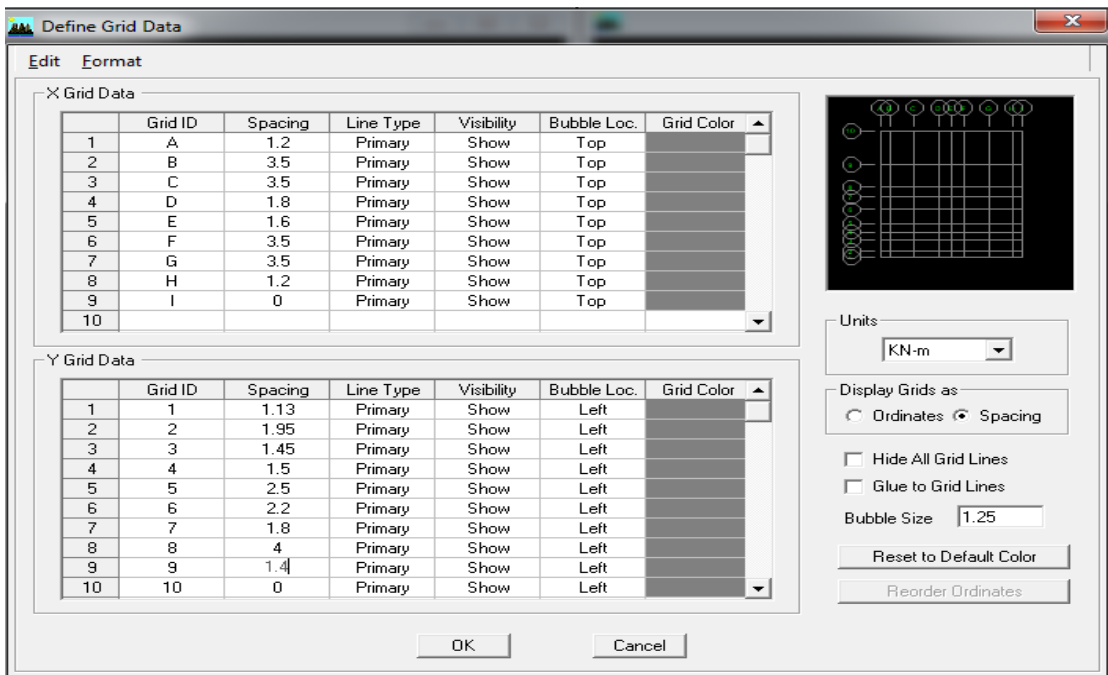
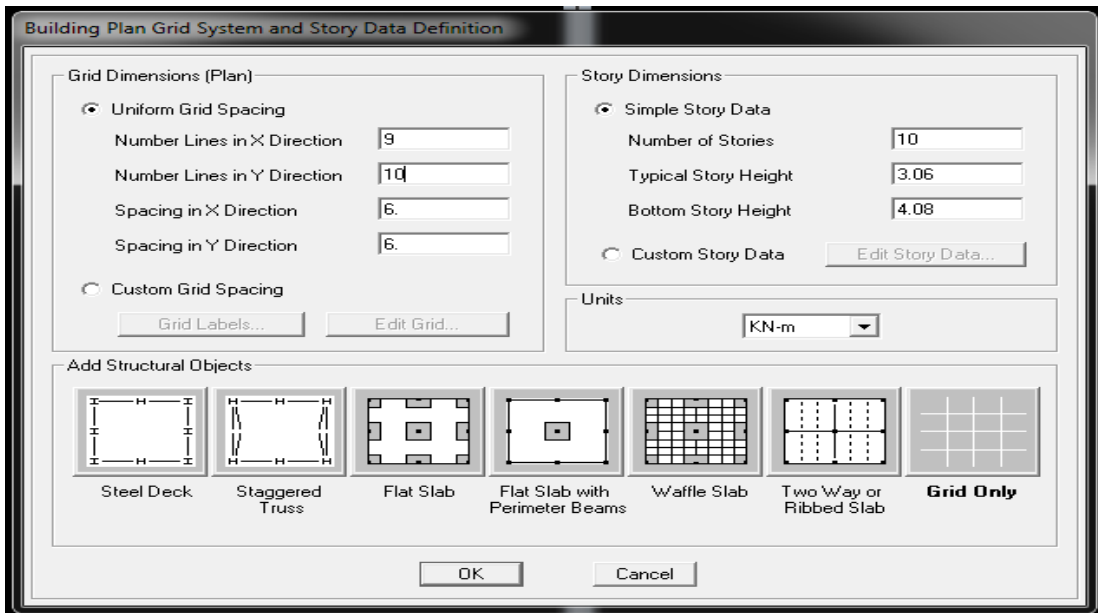
1. Introduction de la géométrie du modèle

a) Choix des unités :

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

b) Géométrie de base : on clique sur :

File ⇒ **New model** ⇒ **No** ⇒ **Custom grid spacing** ⇒ **Edit grid**



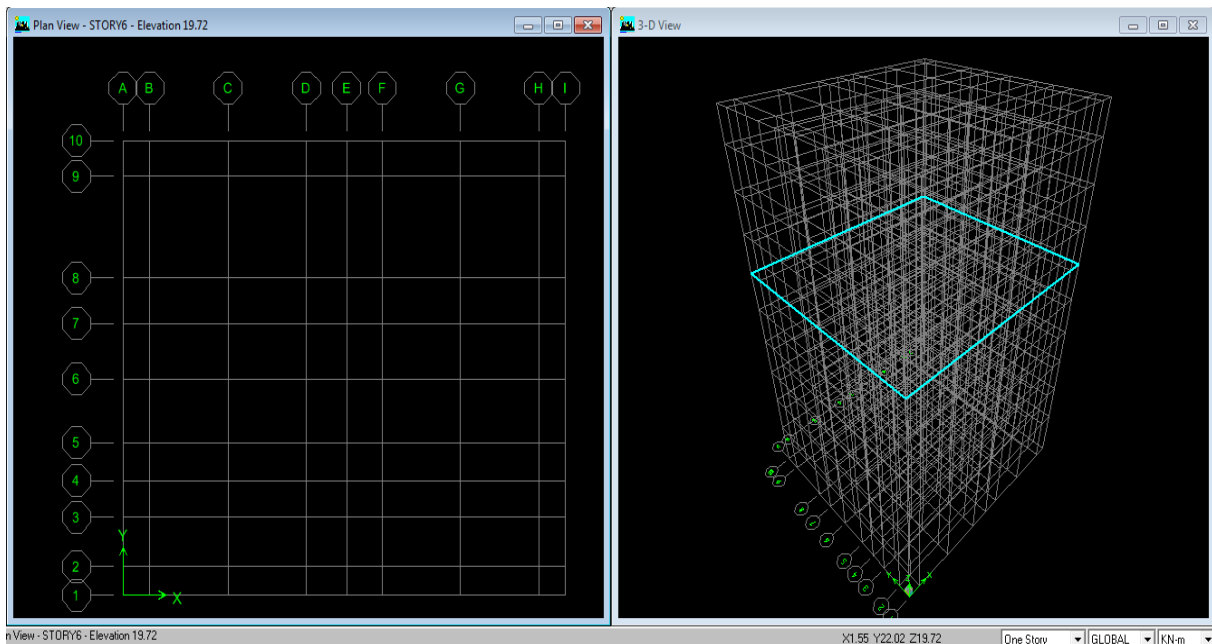
Cette opération permet d'introduire:

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

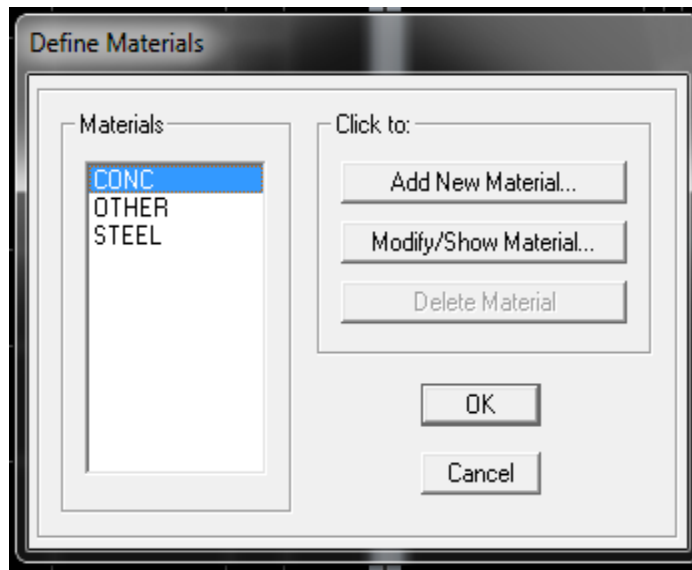
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



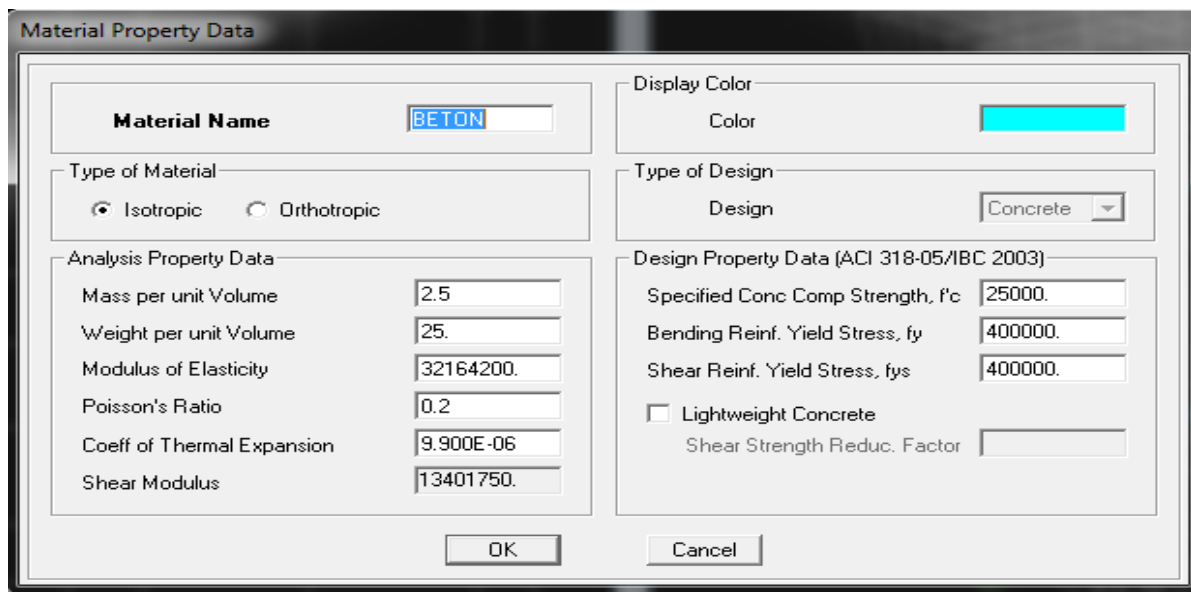
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define ⇒ Material properties ⇒ conc ⇒ Modify/Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

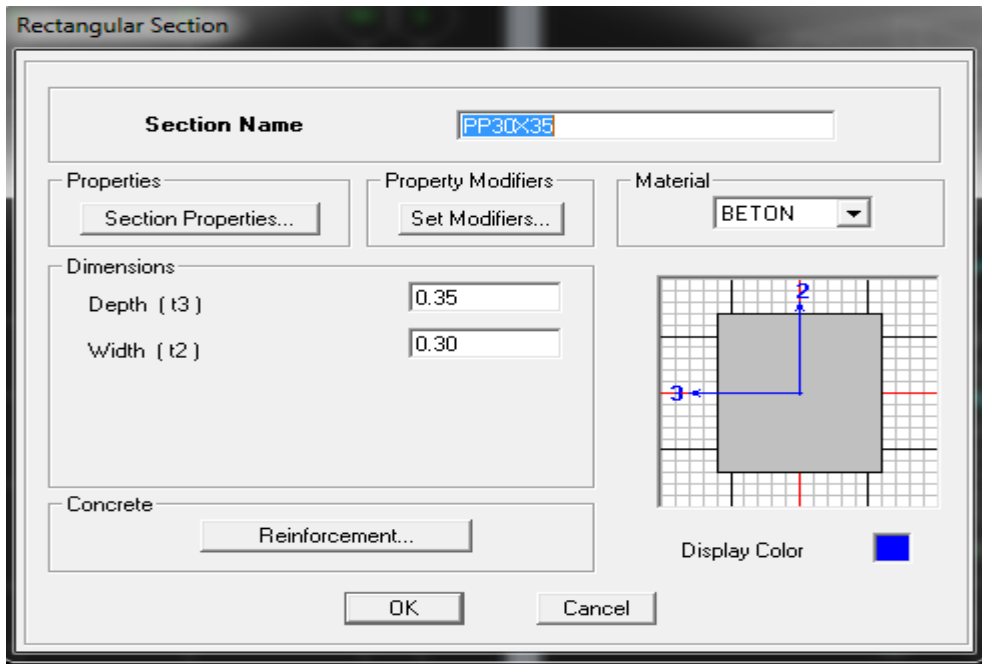


3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.

On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et même procédure pour les poteaux et ceci de la manière suivante :

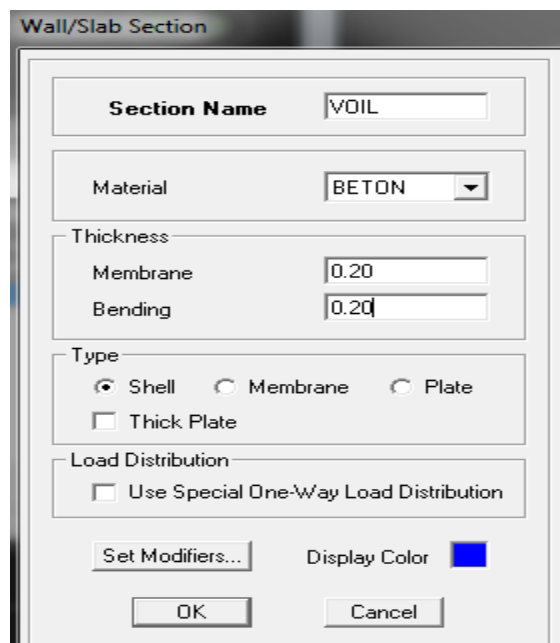
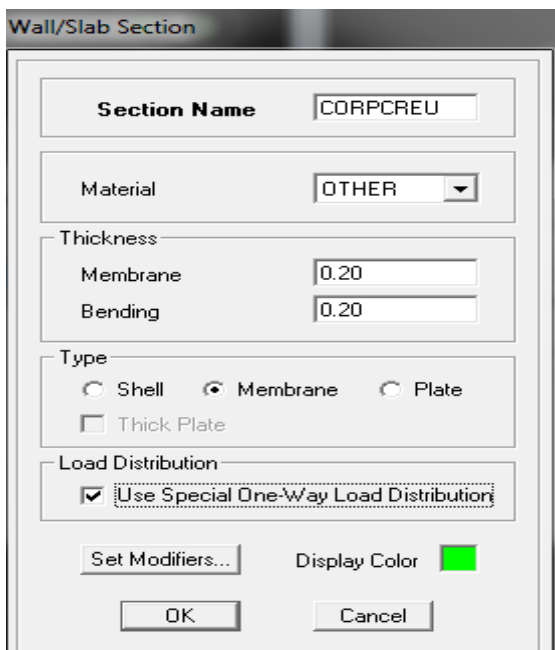
Define ⇒ Frame sections ⇒ Add rectangular

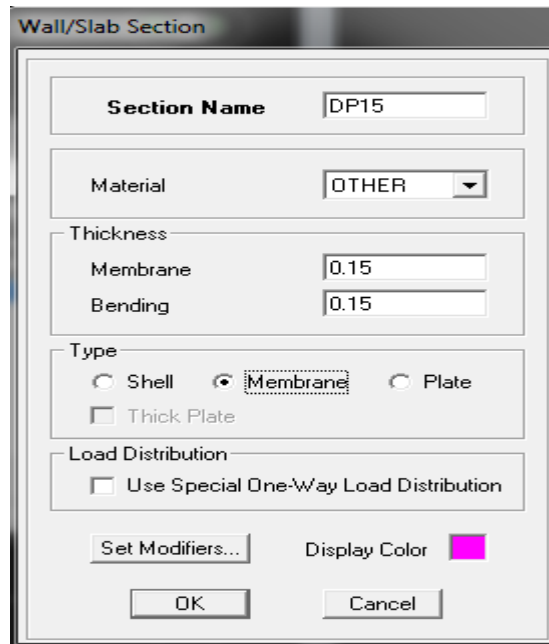


On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area sections ⇒ Add New Section








Puis on définit leurs propriétés.

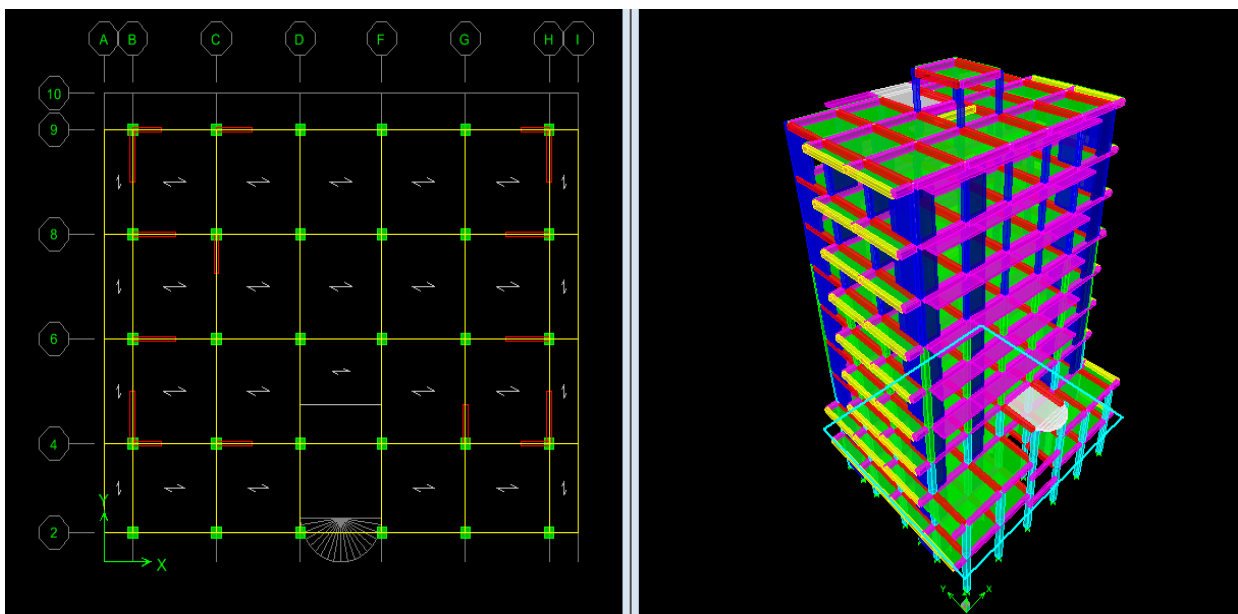
- **Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

-Pour les poteaux :

On clique sur le bouton  une fenêtre s'affiche (**properties of object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pt30x30 par exemple) on valide

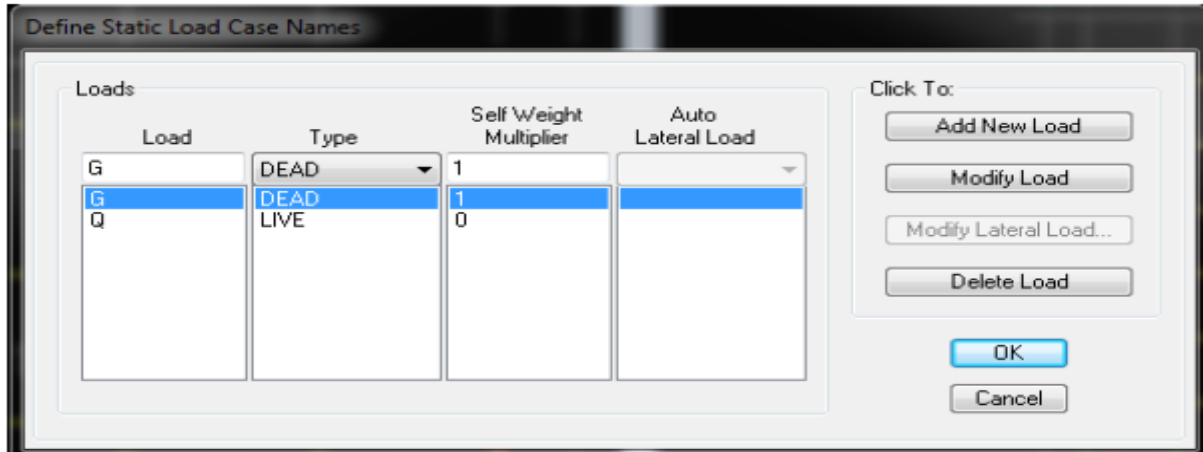
-Pour les poutres et les voiles: De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



4. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**), pour les définir on clique sur:

Define ⇒ **Static Load Cases**

**5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **Iia**
- Groupe d'usage : **2**

Coefficient de comportement **R= 5**

- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante $Q = \sum_1^5 P_q$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

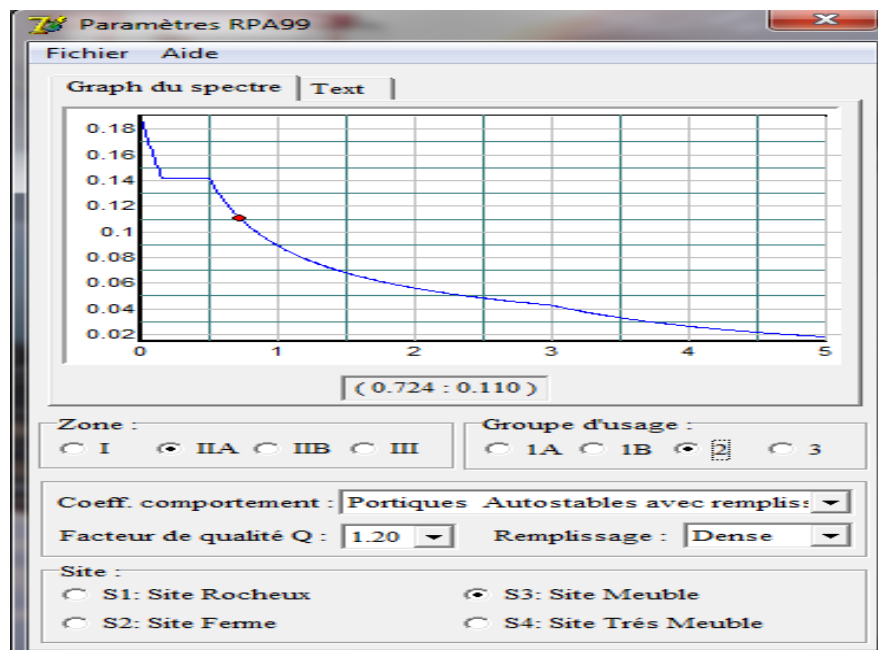
La valeur de Q :

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 élévation	non	0.05
4- Régularité en plan	non	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00
Somme :		1.20

Donc : **Q=1.20**

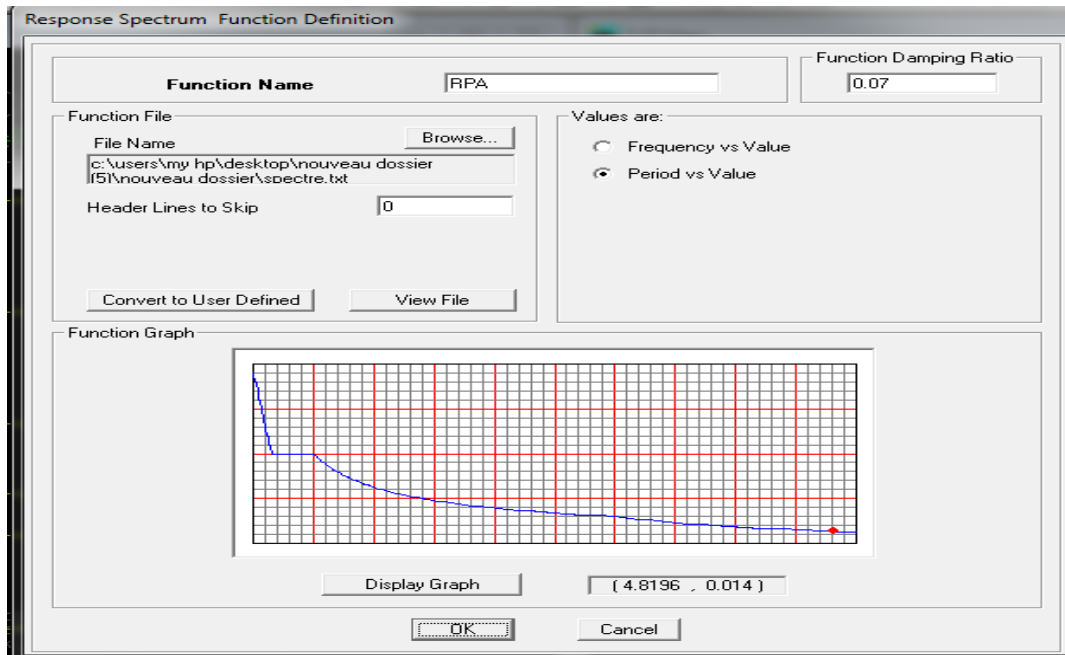


On ouvre l'application en cliquant sur l'icone



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

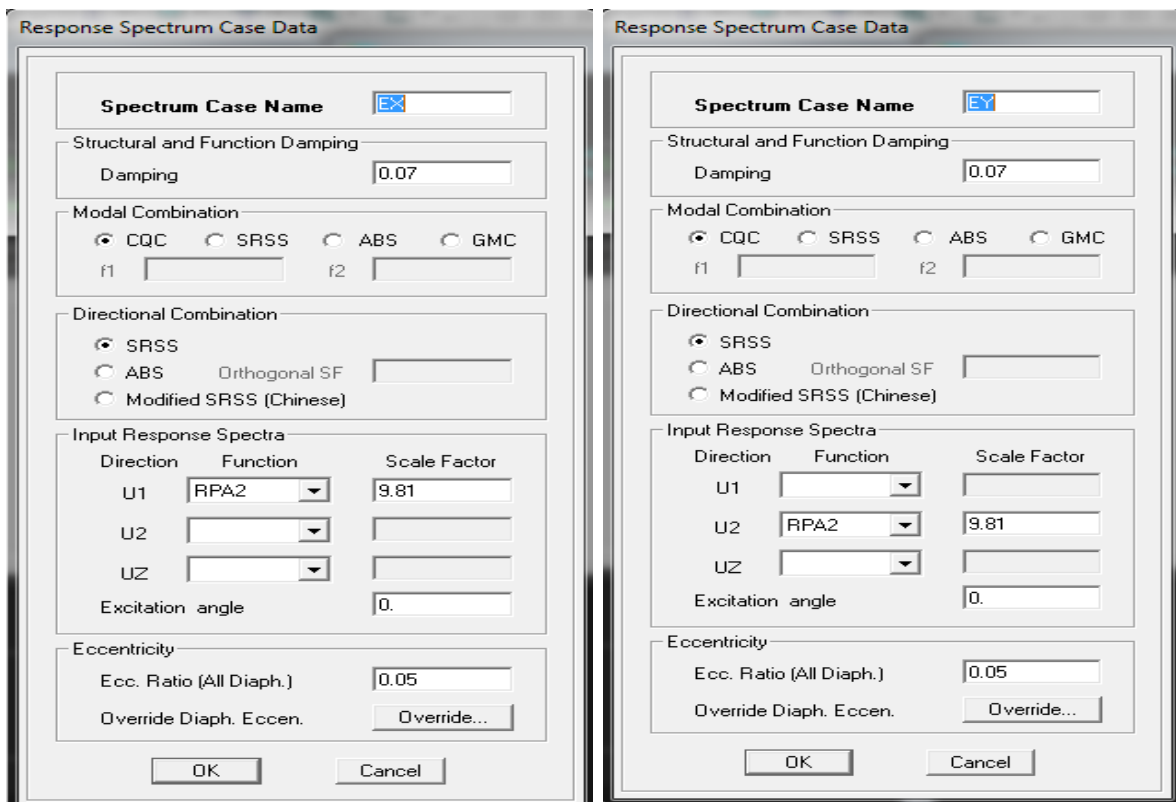
Define ⇒ Response SpectrumFunction ⇒ Spectrum from file




6. Définition de la charge sismique E

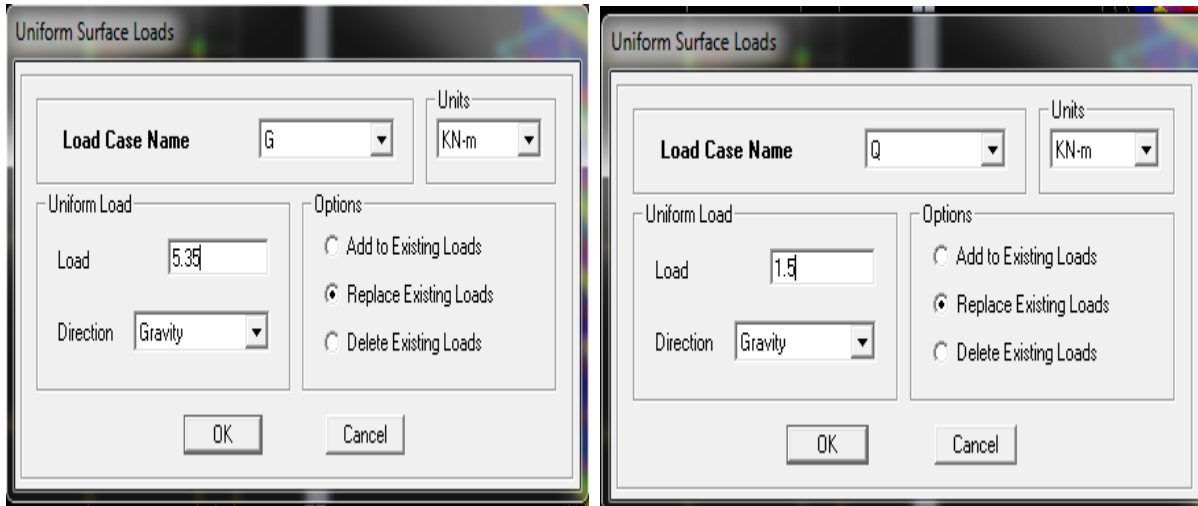
Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions

X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum**



7. Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :Assign ⇒ Areas loads ⇒uniform ou bien 




8. Introduction des combinaisons d’actions

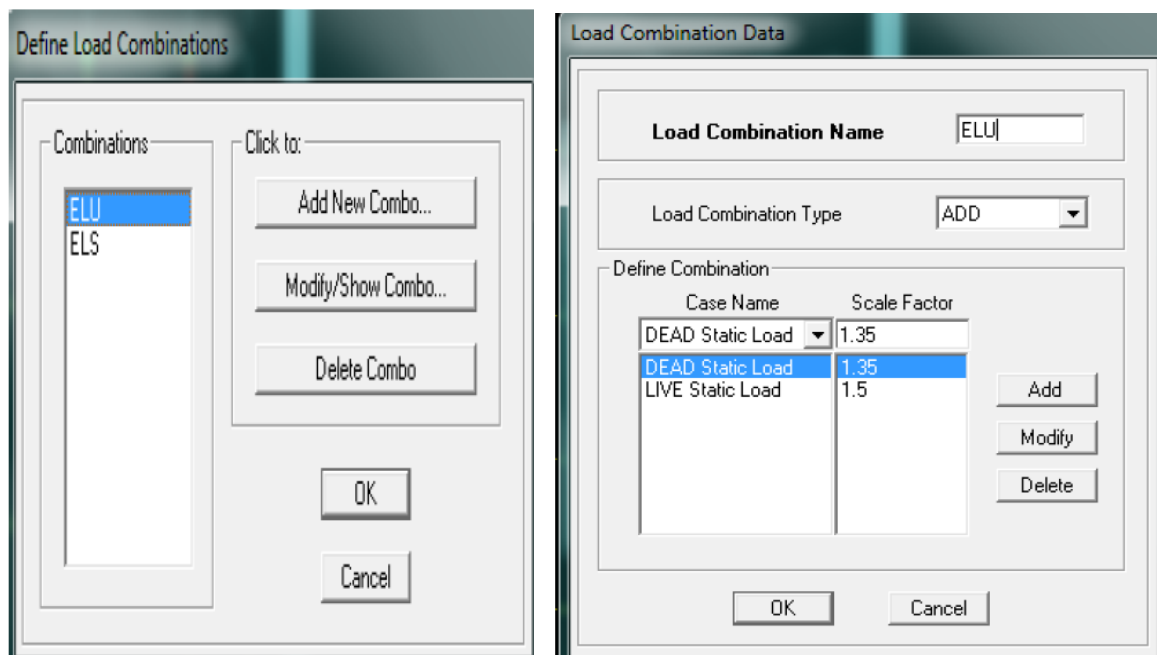
Combinaisons aux états limites :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Define ⇒ load Combinations ⇒ Add New Combo (ou )



Combinaisons accidentelle du RPA :

GQEx : G+Q+ Ex

GQEy : G+Q+ Ey

08GEx : 0.8G+ Ex

08GEy : 0.8G+ Ey

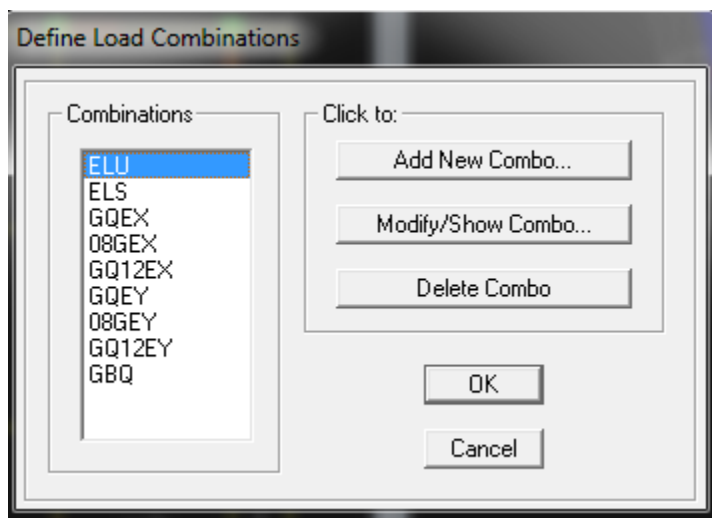
GQ12Ex : G+Q+1.2Ex

GQ12Ey : G+Q+1.2Ey

GBQ : G +0.2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒LoadCombinaisons ⇒Add New Combo



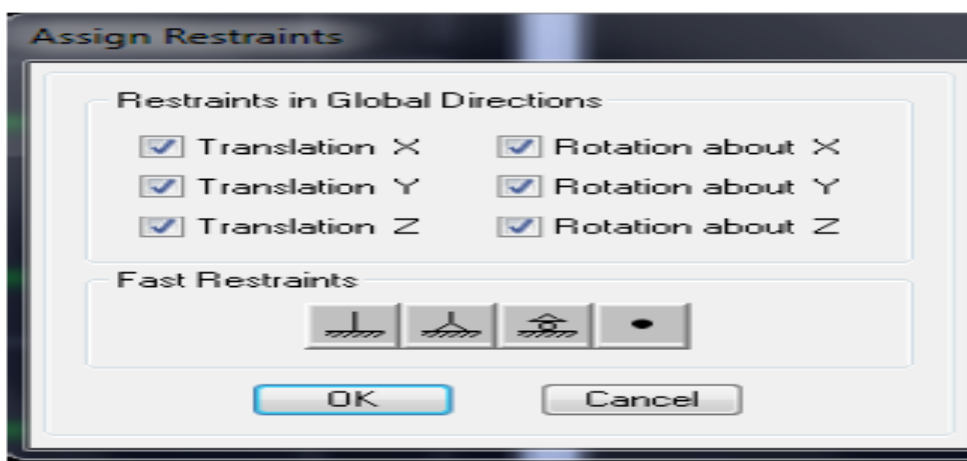
9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

- Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :




La fenêtre ci-après s'affichera

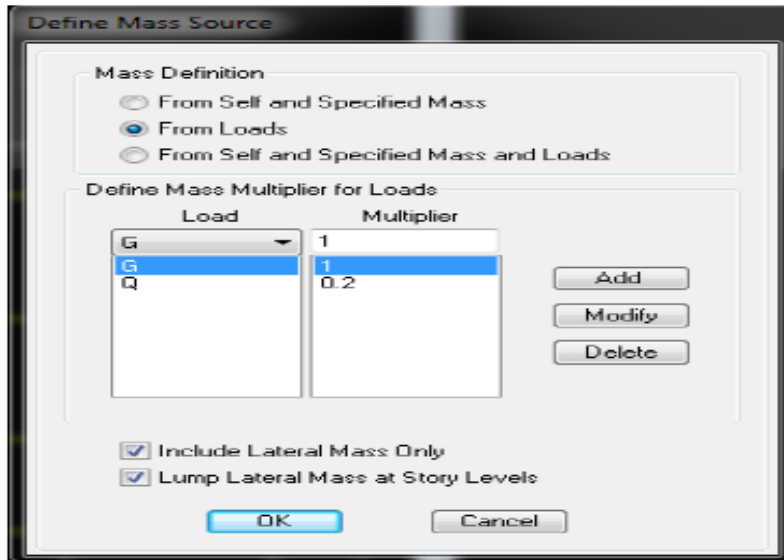


On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- **Mass source:**

Introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par

Define ⇒ Masse source ⇒ from loads (ou bien )



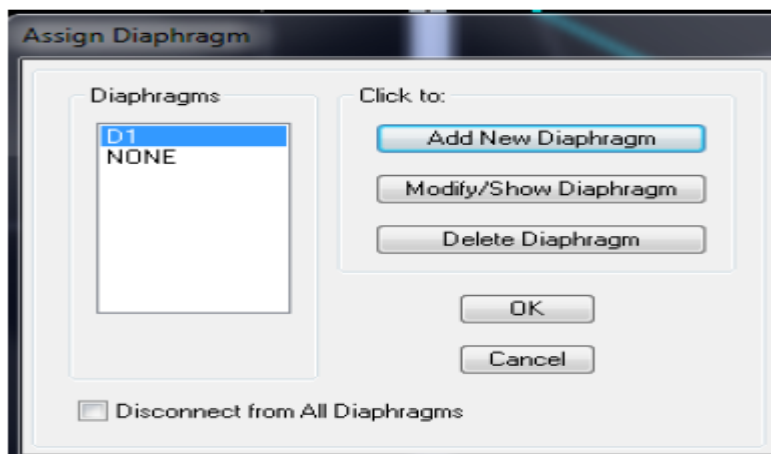
- **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage :

Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragms ⇒ D1 ⇒ OK (ou bien )



Le deuxième étage :

Assign ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **D2** ⇒ **OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.

10- Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur :

Analyze ⇒ **Run Analysis** (ou bien )

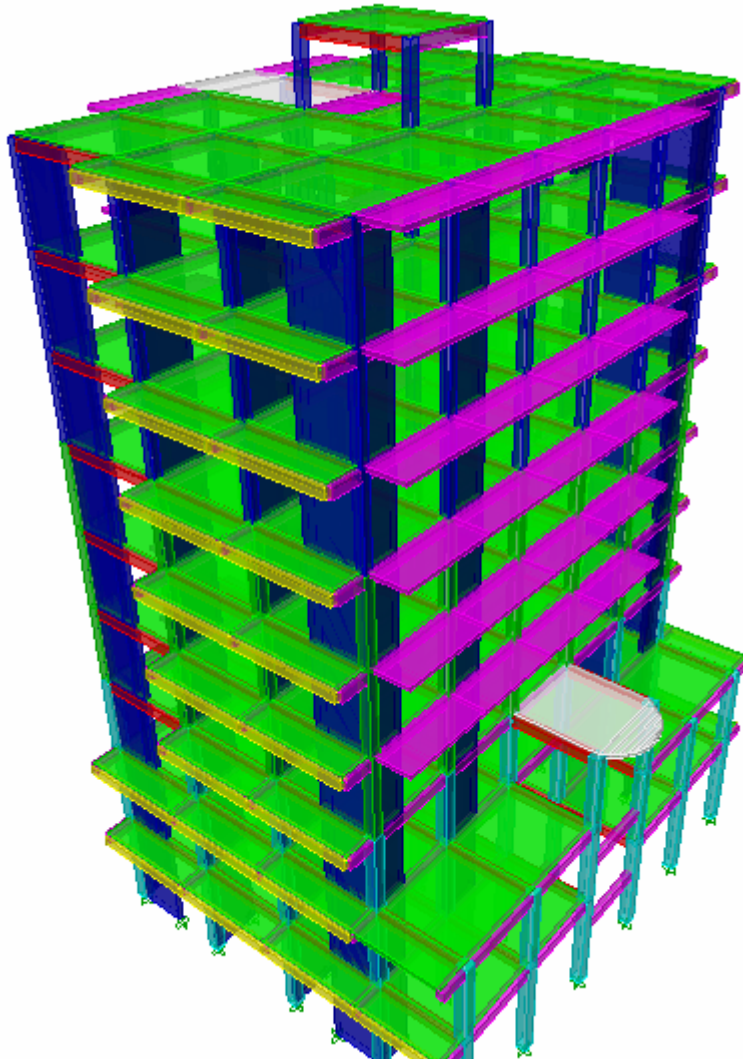


Fig IV.1 : modèle 3D de la structure

IV.4 VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA :

I- La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

On doit vérifier que :

$$T_{ETABS} \leq 1.3 T_{RPA}$$

a- Calcul de T_{RPA} :

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 :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre 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

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.3^{3/4} = 0.661 \text{ (s)}$$

$$D' \text{ où : } 1.3 T_{RPA} = 1.3 \times 0.661 = 0.860 \text{ (s)}$$

b- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

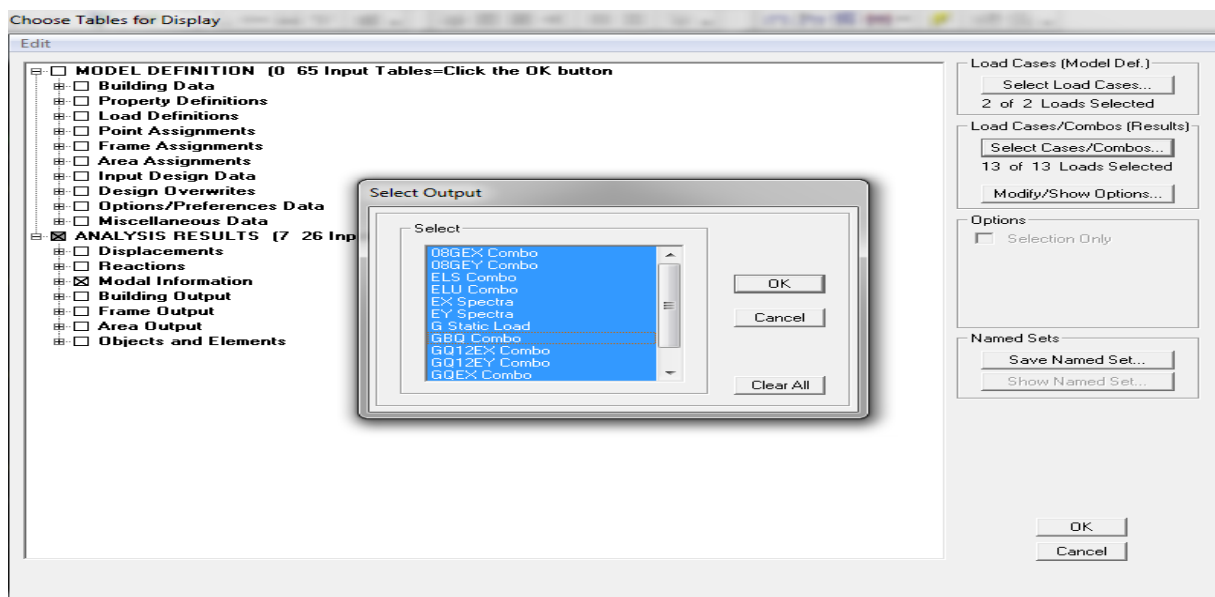
Display ⇒ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⇒ modal information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo ⇒ 2 fois sur OK



Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	I
1	0.845845	0.0829	70.8458	0	0.0829	70.8458	0	
2	0.8109	71.4991	0.0946	0	71.582	70.9403	0	
3	0.660559	0.3902	0.1097	0	71.9722	71.0501	0	
4	0.242267	0.1336	15.6389	0	72.1058	86.689	0	
5	0.233593	14.957	0.1521	0	87.0627	86.8411	0	
6	0.181549	0.0215	0.0001	0	87.0842	86.8412	0	
7	0.116041	0.025	2.7784	0	87.1092	89.6196	0	
8	0.114148	3.0498	0.0099	0	90.1591	89.6295	0	
9	0.1038	0.0561	3.8118	0	90.2152	93.4413	0	
10	0.102798	0.9373	0.0679	0	91.1525	93.5091	0	
11	0.102301	2.1591	0.036	0	93.3116	93.5452	0	
12	0.081766	0.012	0.0012	0	93.3236	93.5464	0	

c- Comparaison des résultats

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{La période majorée } T_{\text{maj}} = 0.860 \text{ s} \\ \text{La période ETABS } T_{\text{etabs}} = 0.845 \text{ s} \end{array} \right\} T_{\text{ETABS}} < 1.3 T_{\text{RPA}} \text{ (condition vérifier)}$$

II- Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (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.

On doit vérifier que :

$$XCM - XCR \leq 5\% L_x$$

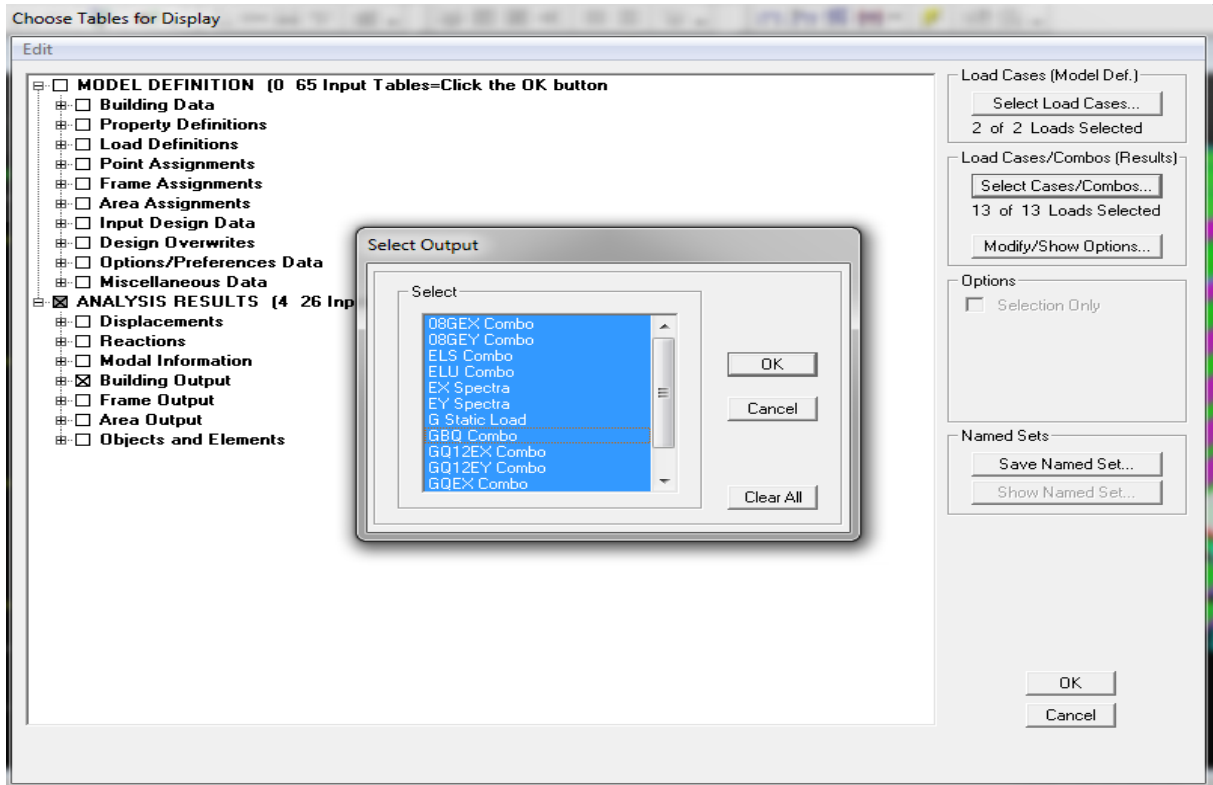
$$YCM - YCR \leq 5\% L_y$$

Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display** \Rightarrow **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \Rightarrow **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur **:Select cases/combo** \Rightarrow 2 fois sur **OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	verification
STORY1	D1	9.9	10.009	9.899	10.379	0.001	-0.37	0.99	0.89	C.V
STORY2	D2	9.892	10.05	9.897	10.277	-0.005	-0.227	0.99	0.89	C.V
STORY3	D3	9.908	10.116	9.896	10.246	0.012	-0.13	0.99	0.89	C.V
STORY4	D4	9.798	10.142	9.896	10.253	-0.098	-0.111	0.99	0.89	C.V
STORY5	D5	9.798	10.135	9.896	10.265	-0.098	-0.13	0.99	0.89	C.V
STORY6	D6	9.797	10.135	9.897	10.275	-0.1	-0.14	0.99	0.89	C.V
STORY7	D7	9.796	10.13	9.897	10.286	-0.101	-0.156	0.99	0.89	C.V
STORY8	D8	9.795	10.091	9.898	10.29	-0.103	-0.199	0.99	0.89	C.V
STORY9	D9	9.787	10.288	9.898	10.284	-0.111	0.004	0.99	0.89	C.V
STORY10	D10	9.9	10.53	9.9	10.522	0	0.008	0.99	0.89	C.V

Avec : $ex = XCM - XCR$
 $ey = YCM - YCR$

Comparaison des résultats

a) Sens longitudinal

$5\%L_y \geq e_x = 0.05 \times 19.8 = 0.99 > 0.111$ condition vérifiée

b) Sens transversal

$5\%L_x \geq e_y = 0.05 \times 17.93 = 0.89 > 0.370$ condition vérifiée

Effort normal réduit :

On vérifie cette condition :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA 7-4-3-1})$$

Avec :

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

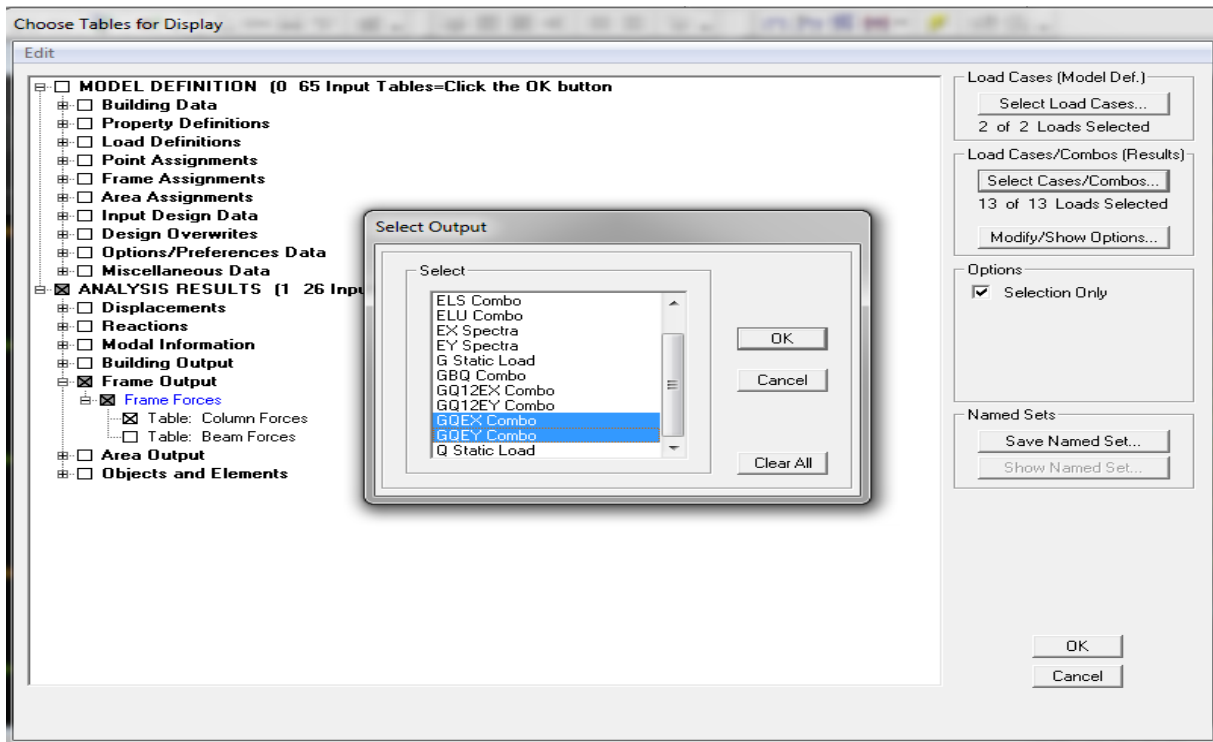
B_c : l'aire du poteau.

$f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$

Pour ce la on procède de la manière suivante :

On sélection les poteaux de chaque zone (**40x40** \Rightarrow **zone I**; **35x35** \Rightarrow **zone II**; **30x30** \Rightarrow **zone III**) qui ne relia pas aux voiles, puis **Display** \Rightarrow **show tables** \Rightarrow **frame output** \Rightarrow **frame forces** \Rightarrow **colum forces**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo** \Rightarrow **GQEx** et **GQEy** \Rightarrow 2fois sur **OK**



On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul comme indiqué ci après

zone	N_d	$N_d/B_c \times f_{cj}$	Vérification
I (40X40)	1185.35	0.29	C.V
II (35x35)	749.13	0.24	C.V
III (30x30)	394.32	0.17	C.V

Conclusion :

D’après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis de l’effort normal réduit est vérifiée.

III- Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display ⇒ show tables ⇒ modal information ⇒ building modal information ⇒modal participating mass ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo ⇒ 2 fois sur OK**

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.845845	0.0829	70.8458	0	0.0829	70.8458	0
2	0.8109	71.4991	0.0946	0	71.582	70.9403	0
3	0.660559	0.3902	0.1097	0	71.9722	71.0501	0
4	0.242267	0.1336	15.6389	0	72.1058	86.689	0
5	0.233593	14.957	0.1521	0	87.0627	86.8411	0
6	0.181549	0.0215	0.0001	0	87.0842	86.8412	0
7	0.116041	0.025	2.7784	0	87.1092	89.6196	0
8	0.114148	3.0498	0.0099	0	90.1591	89.6295	0
9	0.1038	0.0561	3.8118	0	90.2152	93.4413	0
10	0.102798	0.9373	0.0679	0	91.1525	93.5091	0
11	0.102301	2.1591	0.036	0	93.3116	93.5452	0
12	0.081766	0.012	0.0012	0	93.3236	93.5464	0

La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

IV- 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 portiques afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

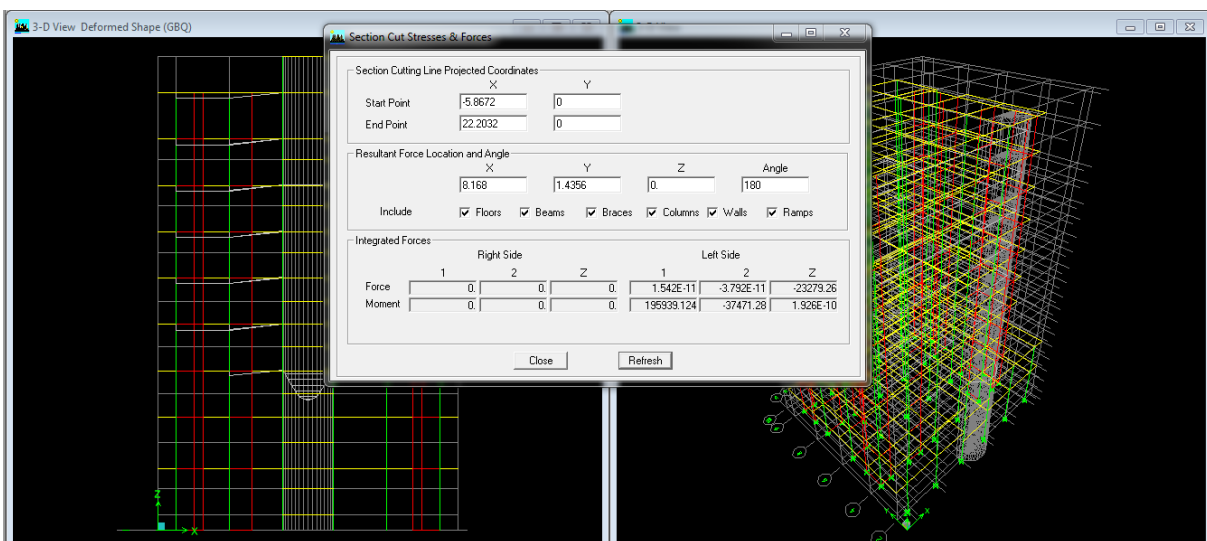
Display ⇒ show Deformed shape ⇒ Load: GBQ Combo



- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

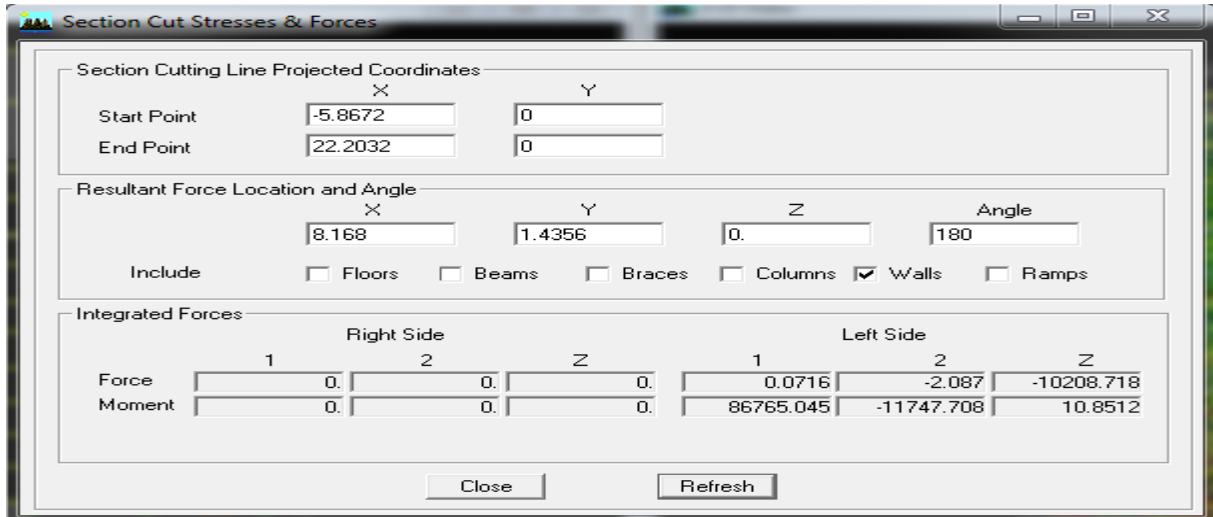
Draw ⇒ Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



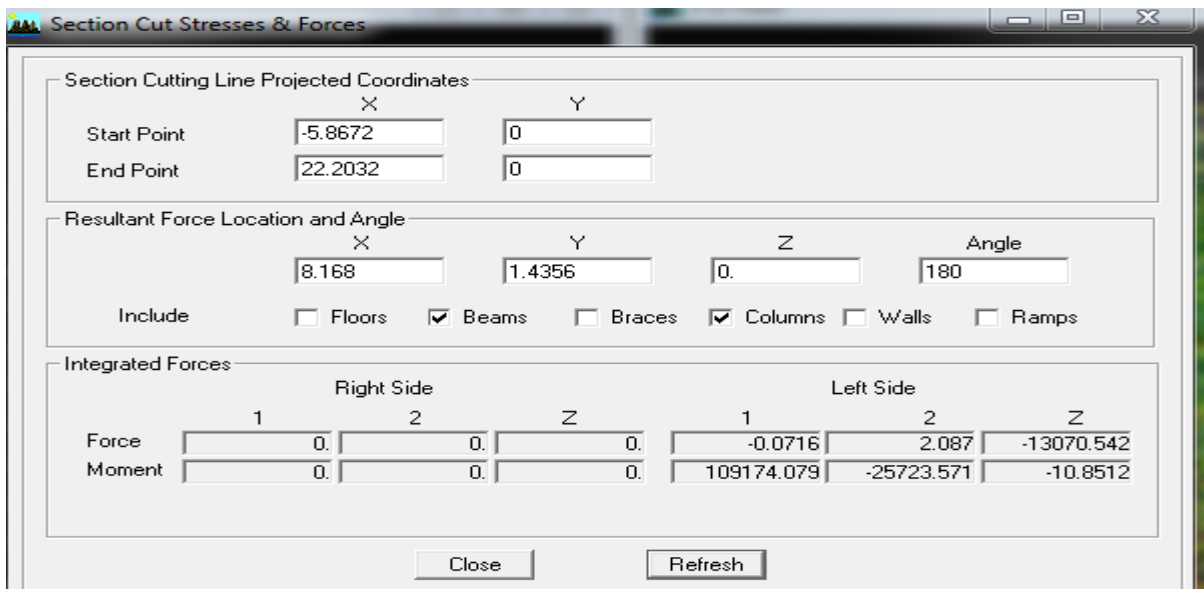
Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (z) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis on décoche la tout les cases sauf **wall** on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

Puis on décoche la case wall et on coche **columns** et beams on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Récapitulatif des résultats :

	Forces reprise par les portiques et les voiles		Forces reprise par les voiles		Forces reprise par les portiques	
unités	[KN]	%	[KN]	%	[KN]	%
GBQ	23279.26	100	10208.718	43.85	13070.54	56.15

D’après les résultats les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D’après le (RPA99-V2003), la structure est contreventée en portiques par des voiles en béton armé **R = 5**

V- Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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.

$$V = \frac{A D Q}{R} W_t$$

a- Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Group d’usage 2

Zone sismique IIa

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule:

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0.5s < T_{etabs}=0.860s < 3s$ donc : $D=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique ($\xi=10\%$).

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$$

Alors : $D=2,5 \times 0.764 \times (0.5 / 0.860)^{2/3} = 1.32$

Wt : poids de la structure donné par le logiciel ETABS

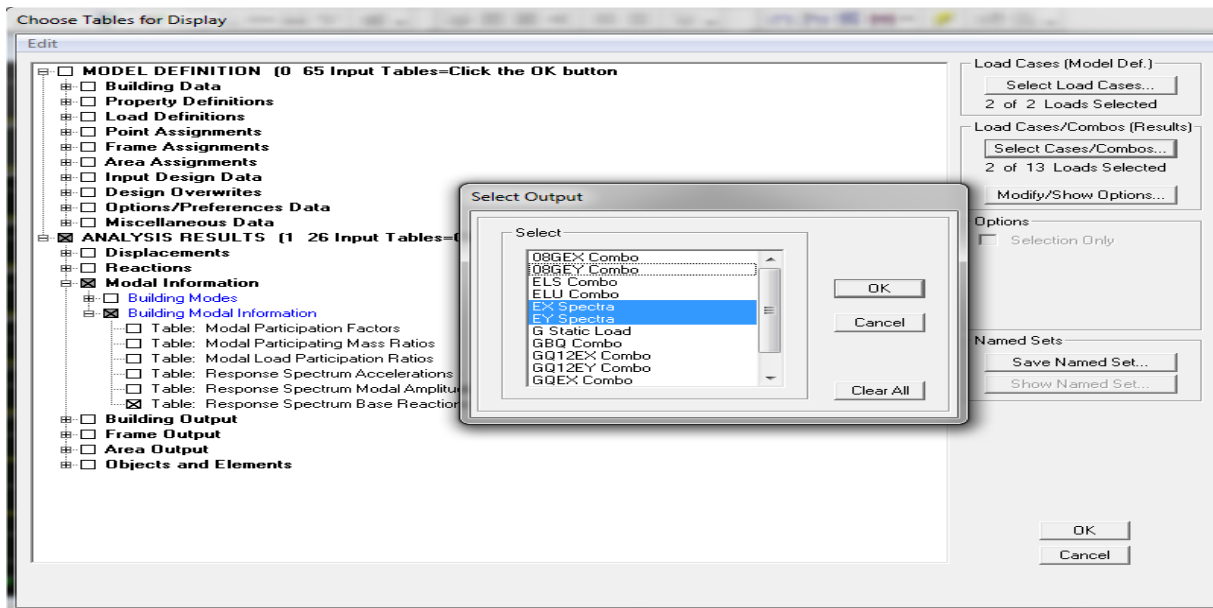
Wt= 24299.26 kN

D'où : $V = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.20}{3.5} \times 24299.26 = 1649.57 \text{ KN}$

b- Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \Rightarrow **Show table** \Rightarrow **modal information** \Rightarrow **Building modal information** \Rightarrow **Repons spectrum bases reaction** \Rightarrow **select /cases combos** \Rightarrow **Ex et Ey spectra**



Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	1.34	39.24	0.00	-830.679	28.007	368.678
	EX	2	U1	1206.68	-43.89	0.00	930.970	25391.013	-12561.339
	EX	3	U1	7.51	3.98	0.00	-78.286	169.338	-37.441
	EX	4	U1	3.10	33.58	0.00	-104.155	6.931	298.592
	EX	5	U1	347.52	-35.04	0.00	110.084	903.164	-3677.650
	EX	6	U1	0.50	0.03	0.00	2.184	-0.186	-4.902
	EX	7	U1	0.70	7.42	0.00	-34.193	3.214	67.363
	EX	8	U1	85.89	-4.89	0.00	24.722	394.872	-847.090
	EX	9	U1	1.66	13.70	0.00	-48.657	5.508	120.390
	EX	10	U1	27.98	-7.53	0.00	27.403	93.883	-324.858
	EX	11	U1	64.71	-8.36	0.00	28.568	219.173	-663.668
	EX	12	U1	0.39	-0.12	0.00	0.210	2.070	-5.385
	EX	All	All	1275.35	28.54	0.00	542.414	25502.867	12871.387
	EY	1	U2	39.24	1147.27	0.00	-24287.713	818.884	10779.560
	EY	2	U2	-43.89	1.60	0.00	-33.858	-923.437	456.839
	EY	3	U2	3.98	2.11	0.00	-41.517	89.804	-19.856
	EY	4	U2	33.58	363.37	0.00	-1126.934	74.992	3230.708
	EY	5	U2	-35.04	3.53	0.00	-11.099	-91.064	370.809
	EY	6	U2	0.03	0.00	0.00	0.144	-0.012	-0.323
	EY	7	U2	7.42	78.25	0.00	-360.363	33.876	709.951
	EY	8	U2	-4.89	0.28	0.00	-1.407	-22.467	48.196
	EY	9	U2	13.70	112.90	0.00	-401.100	45.405	992.432
	EY	10	U2	-7.53	2.03	0.00	-7.375	-25.266	87.425
	EY	11	U2	-8.36	1.08	0.00	-3.689	-28.301	85.697
	EY	12	U2	-0.12	0.04	0.00	-0.067	-0.664	1.727
	EY	All	All	28.54	1223.65	0.00	24372.509	535.972	11884.924

Puis, on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

$$V_{x_{dyn}}=F1=1275.35 \text{ kN}$$

$$V_{y_{dyn}}=F2=1223.65 \text{ kN}$$

c- Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l’effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $V_x= V_y=1649.57 \text{ kN}$

1- Sens longitudinal :

$$V_{x_{dyn}}=1275.35 \geq 80\%V_x = 131.96\text{kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

2- Sens transversal :

$$V_{y_{dyn}}=1223.65\text{kN} \geq 80\%V_y = 131.96\text{kN}\dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VI- Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal :

À chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit d'après le RPA 99 (Art 4.43)

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique.Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif :

Au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

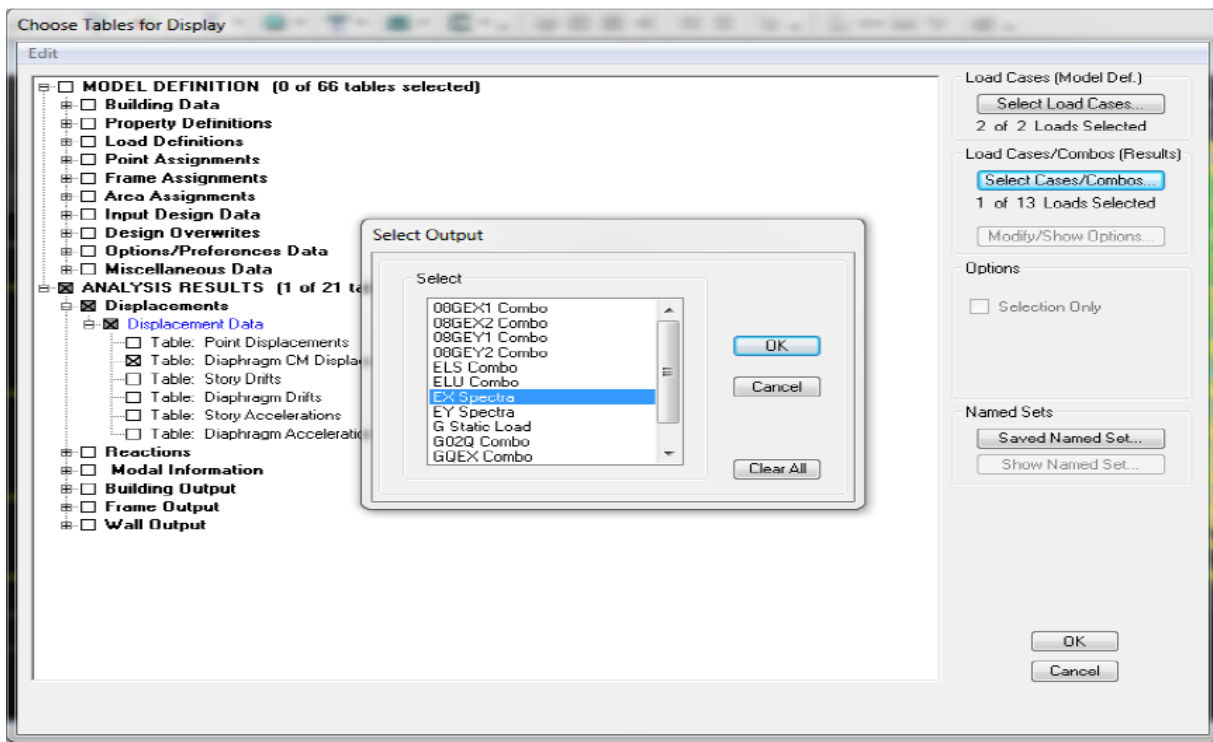
a- Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

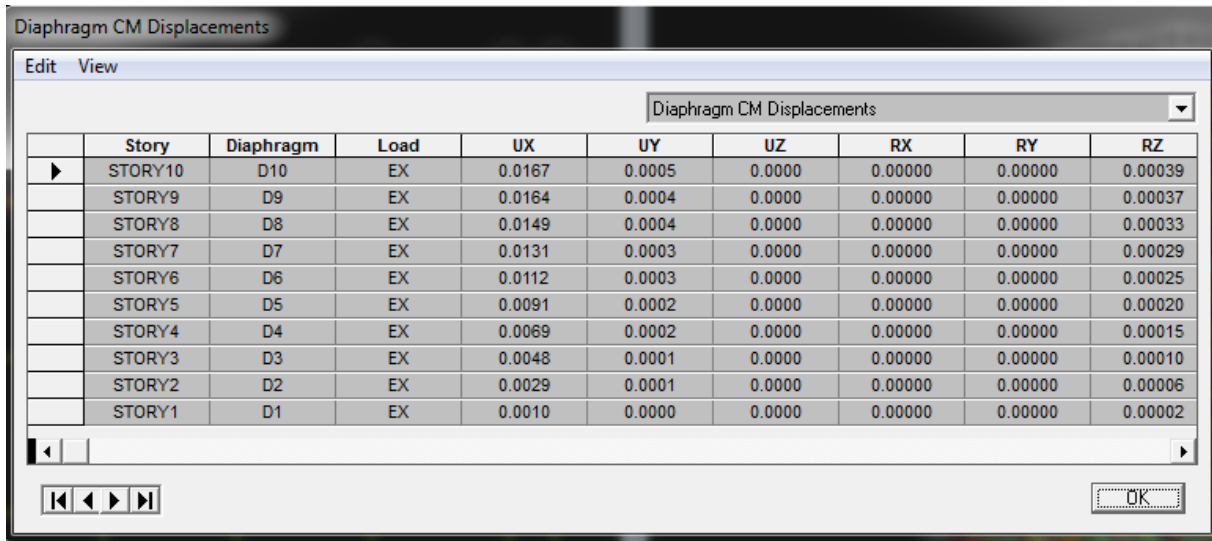
Display ⇒ show tables ⇒ Displacement Data ⇒ table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos ⇒ 2 fois sur OK



Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :



b- Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combo ⇒ 2 fois sur **OK**

• **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	UX	UY	R	skx	sky	Dx	Dy	h	1%h	vérification
STORY10	0.0167	0.0189	5	0.0835	0.0945	0.0015	-0.006	2.4	0.024	C.V
STORY9	0.0164	0.0183	5	0.082	0.0915	0.0075	-0.0015	3.06	0.0306	C.V
STORY8	0.0149	0.0164	5	0.0745	0.082	0.009	-0.0005	3.06	0.0306	C.V
STORY7	0.0131	0.0143	5	0.0655	0.0715	0.0095	-0.001	3.06	0.0306	C.V
STORY6	0.0112	0.0121	5	0.056	0.0605	0.0105	-0.0005	3.06	0.0306	C.V
STORY5	0.0091	0.0098	5	0.0455	0.049	0.011	0.0005	3.06	0.0306	C.V
STORY4	0.0069	0.0074	5	0.0345	0.037	0.0105	0.001	3.06	0.0306	C.V
STORY3	0.0048	0.0051	5	0.024	0.0255	0.0095	0	3.06	0.0306	C.V
STORY2	0.0029	0.0029	5	0.0145	0.0145	0.0095	0.0045	3.4	0.034	C.V
STORY1	0.001	0.001	5	0.005	0.005	0.005	0.005	4.08	0.0408	C.V

Avec :

skx: déplacement longitudinal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

sky : déplacement transversal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta_{Kx}=skx_i - skx_{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA99)

$\Delta_{Ky}=sky_i - sky_{i-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA99)

He : hauteur de l’étage considéré.

Conclusion :

D’après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

VII- Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad}

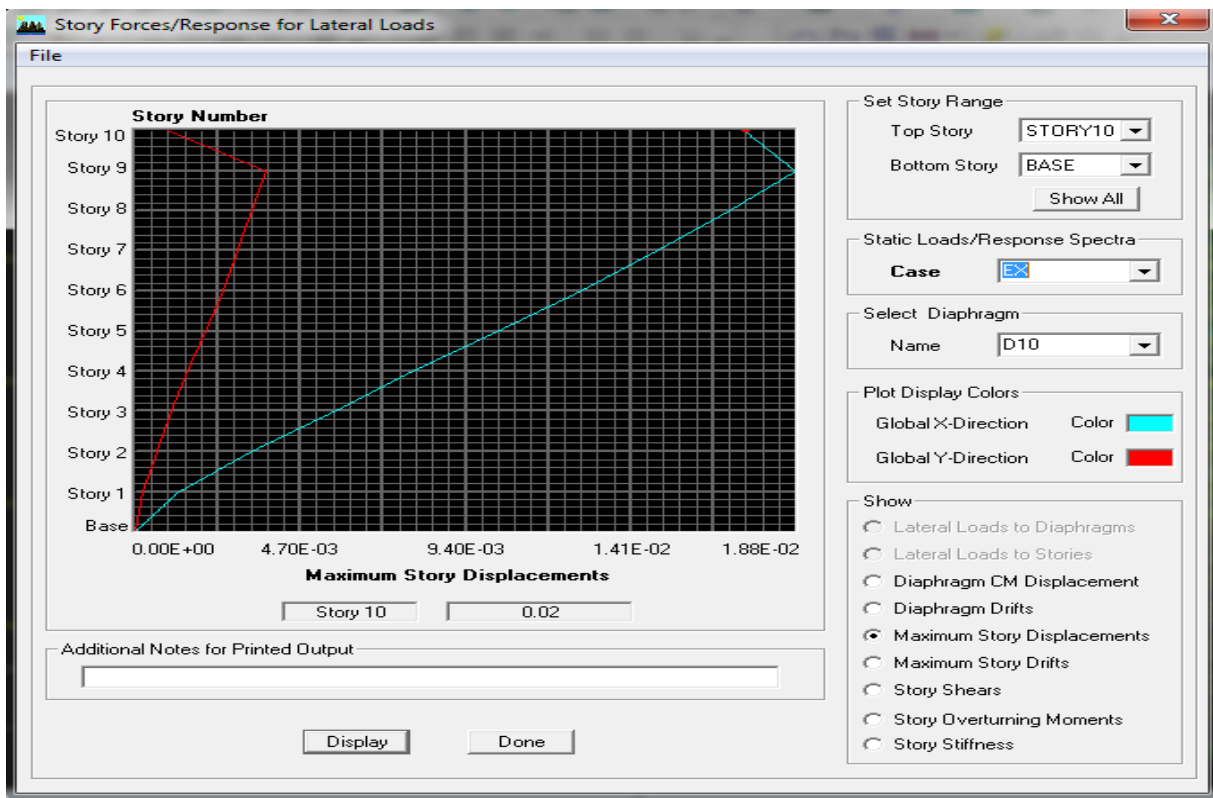
Avec : $f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{31.3}{500} = 0.063$

1- Détermination du déplacement maximal avec ETABS

a- Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : **Display** ⇒ **Show Story Response Plots**

La fenêtre suivante s’affiche et doit être complétée comme indiquée sur l’image :

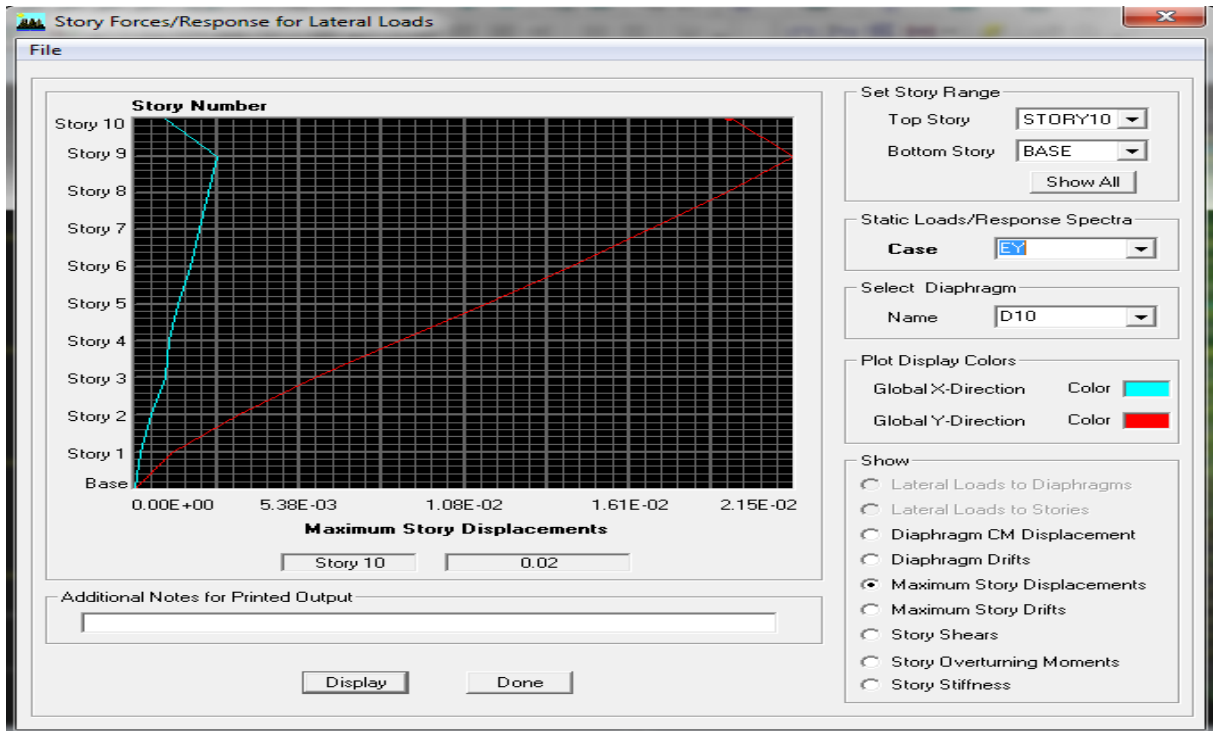


Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

b- Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu’elle est montrée sur la fenêtre suivante :



Résultats trouvés :

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02 m
- Flèche admissible : 0.063 m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

VIII- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k x \Delta_k / V_k x h_k \leq 0.1$$

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 »

a) **Sens x-x :**

Story	h	VX	P	Dx	P*Dx	Vx*h	θx	Vérification
STORY10	2.4	28.01	143.27	0.0015	0.214905	67.224	0.00319685	C.V
STORY9	3.06	302.15	2790.25	0.0075	20.926875	924.579	0.02263395	C.V
STORY8	3.06	522.14	5230.21	0.009	47.07189	1597.7484	0.02946139	C.V
STORY7	3.06	695.04	7662.61	0.0095	72.794795	2126.8224	0.03422702	C.V
STORY6	3.06	843.59	10154.69	0.0105	106.624245	2581.3854	0.04130505	C.V
STORY5	3.06	971.73	12646.76	0.011	139.11436	2973.4938	0.04678482	C.V
STORY4	3.06	1075.79	15138.83	0.0105	158.957715	3291.9174	0.04828727	C.V
STORY3	3.06	1159.38	17703.92	0.0095	168.18724	3547.7028	0.04740736	C.V
STORY2	3.4	1236.34	20827.79	0.0095	197.864005	4203.556	0.04707062	C.V
STORY1	4.08	1275.35	24299.26	0.005	121.4963	5203.428	0.02334928	C.V

b) **sens y-y :**

Story	h	VY	P	Dy	P*Dy	Vy*h	θy	Vérification
STORY10	2.4	28.61	143.27	-0.006	-0.85962	68.664	-0.01251922	C.V
STORY9	3.06	298.8	2790.25	-0.0015	-4.185375	914.328	-0.00457754	C.V
STORY8	3.06	509.79	5230.21	-0.0005	-2.615105	1559.9574	-0.0016764	C.V
STORY7	3.06	671.69	7662.61	-0.001	-7.66261	2055.3714	-0.00372809	C.V
STORY6	3.06	810.52	10154.69	-0.0005	-5.077345	2480.1912	-0.00204716	C.V
STORY5	3.06	931.03	12646.76	0.0005	6.32338	2848.9518	0.00221955	C.V
STORY4	3.06	1029.09	15138.83	0.001	15.13883	3149.0154	0.00480748	C.V
STORY3	3.06	1108.77	17703.92	0	0	3392.8362	0	C.V
STORY2	3.4	1183.91	20827.79	0.0045	93.725055	4025.294	0.02328403	C.V
STORY1	4.08	1223.65	24299.26	0.005	121.4963	4992.492	0.0243358	C.V

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.



**Chapitre VI :
Ferrailage de la
structure**

VI-1-FERRAILLAGE DES POUTRES**VI-1-1) Introduction :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G + 1.5Q : à L'ELU.

G + Q : à L'ELS.

G + Q + E : RPA99 révisé 2003.

0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI-1-2) Recommandations du RPA99 :**Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

-Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI-1-3) Ferraillage à L'ELU

a) **Armatures longitudinales :** Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

Calcul du moment réduit ultime

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \quad (\text{situation durable})$$

Si : $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si : $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

On doit calculer $M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M : Moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

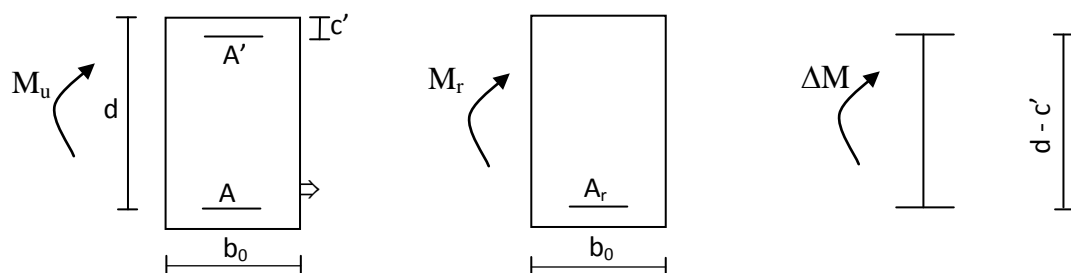


Fig-1- ferrailage de la poutre.

b) Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : 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.

Diamètre des aciers transversaux (BAEL91 ; A7.2.12).

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1 ; h/35 ; b/10\right).$$

Ferrailage des poutres :

- Zone I : Du RDC au 2eme
- Zone II : Du 3eme au 6eme
- Zone III : Du 7eme au 9eme

a) Ferrailage des poutres qui ne relie pas aux voiles en travée et en appuis:

1) Poutre principale :(30x35)

zone	localisation	Mu(KN.m)	μ	observation	β	A _{calculée} Cm ²	A _{min}	A _{adoptée} Cm ²
I	Travée	40.046	0.092	SSA	0.952	3.77	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	61.091	0.140	SSA	0.924	5.16	5.25	3HA14+3HA14 =9.24
II	Travée	28.733	0.066	SSA	0.966	2.67	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	63.014	0.144	SSA	0.922	5.33	5.25	3HA14+3HA14 =9.24
III	Travée	34.168	0.078	SSA	0.959	3.19	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	58.698	0.134	SSA	0.928	4.94	5.25	3HA14+3HA14 =9.24

2) Poutre secondaire :(30x35)

zone	localisation	Mu(KN.m)	μ	observation	β	A _{calculée} Cm ²	A _{min}	A _{adoptée} Cm ²
I	Travée	34.485	0.080	SSA	0.958	3.23	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	42.911	0.098	SSA	0.948	3.53	5.25	3HA14+3HA14 =9.24
II	Travée	39.011	0.090	SSA	0.953	3.67	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	52.832	0.122	SSA	0.935	4.41	5.25	3HA14+3HA14 =9.24
III	Travée	33.852	0.078	SSA	0.959	3.16	5.25	3HA14 =4.62
	Appui	50.227	0.116	SSA	0.938	4.18	5.25	3HA14+3HA14 =9.24

Conclusion :

Les poutres principales et secondaires seront ferrillées comme suit :

En travée :

Lit inférieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes

En appuis :

Lit inférieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes +3HA14chapeaux

b) Ferrailage des poutres qui relient aux voiles en travée et en appuis:

1) Poutre principale :(30x35)

zone	localisation	Mu(KN.m)	μ	observation	β	A _{calculée} Cm ²	A _{min}	A _{adoptée} Cm ²
I	Travée	88.842	0.204	SSA	0.885	9.01	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	113.811	0.260	SSA	0.846	10.51	5.25	3HA16+3HA16 =12.06
II	Travée	89.186	0.204	SSA	0.885	9.04	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	118.83	0.272	SSA	0.838	11.07	5.25	3HA16+3HA16 =12.06
III	Travée	66.693	0.152	SSA	0.917	6.53	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	102.92	0.236	SSA	0.863	9.31	5.25	3HA16+3HA16 =12.06

2) Poutre secondaire :(30x35)

zone	localisation	Mu(KN.m)	μ	observation	β	A _{calculée} Cm ²	A _{min}	A _{adoptée} Cm ²
I	Travée	83.992	0.192	SSA	0.892	8.45	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	98.318	0.226	SSA	0.870	8.82	5.25	3HA16+3HA16 =12.06
II	Travée	81.963	0.188	SSA	0.895	8.22	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	106.371	0.244	SSA	0.858	9.68	5.25	3HA16+3HA16 =12.06
III	Travée	72.399	0.166	SSA	0.909	7.15	5.25	3HA16 =6.03
	Appui	91.537	0.208	SSA	0.882	8.10	5.25	3HA16+3HA16 =12.06

Conclusion :

Les poutres principales et secondaires seront ferraillées comme suit :

En travée :

Lit inférieur : 3HA16 filantes

Lit supérieur : 3HA16 filantes

En appuis :

Lit inférieur : 3HA16 filantes

Lit supérieur : 3HA16 filantes +3HA16chapeaux

VI-1-4) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_s = 4.62 > A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

2) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

1) Poutres principales

a- Non reliant aux voiles: $V_u = 102.55 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{102.55}{0.9 \times 32 \times 13.19} = 0,27 \text{ MPa} < 3.15 \text{ Mpa}$$

b- Reliant aux voiles : $V_u = 118.45 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{118.45}{0.9 \times 32 \times 15.07} = 0,27 \text{ MPa} < 3.15 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

2) Poutres secondaires :

a- Non reliant aux voiles : $V_u = 74.48 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{74.48}{0.9 \times 32 \times 13.19} = 0,20 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

b- Reliant aux voiles : $V_u = 108.16 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{108.16}{0.9 \times 32 \times 15.07} = 0,25 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

3) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

1) Poutres principales :

a- Non reliant aux voiles : $V_u = 102.55 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{102.55}{30 \times 32} = 0,106 \text{ MPa}$$

b- Reliant aux voiles : $V_u = 118.45 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{118.45}{30 \times 32} = 0,123 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

2) Poutres secondaire :

a- Non reliant aux voiles : $V = 74.48 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{74.48}{30 \times 32} = 0,077 \text{ MPa}$$

b- Reliant aux voiles : $V_u = 108.16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{108.16}{30 \times 32} = 0,112 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL 91 modifiées]

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49,38$ [cm]

Pour les $\phi 16$: $l_s = 56,44$ [cm]

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour le $\phi 14$: $l_s = 19,75$ [cm]

Pour les $\phi 16$: $l_s = 22,58$ [cm]

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : On adopte un même diamètre pour toutes les poutres principales et secondaires.

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_L ; b/10) = (10; 16; 30)$$

On prend $\phi_t = 8$ [mm]

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \phi 8 = 2,01$ [cm²]

Espacement maximal:

Vérification des exigences du RPA

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L, 30 \text{ [cm] })$$

-Poutres principales de (30 x 35) : $S_t = 8.75$ [cm]

-Poutres secondaires de (30 x 35) : $S_t = 8.75$ [cm]

Soit $S_t = 8$ [cm]

$$\text{Zone courante} \Rightarrow S_t \leq h/2$$

-Poutres principales de (30 x 35) = 17.5 [cm]

-Poutres secondaires de (30 x 35) = 17.5 [cm]

Soit $S_t = 15$ [cm]

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$.

- **Sens principale :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

- **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t^{\text{adop}} > A_t^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée

VI-1-5) Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

On calcule ; $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k_1 .

Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$ et $\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 . d . A_s}$.

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

a) Vérification des ferrailages des poutres principales non adhérentes aux voiles

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	A adoptée	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	σ	OBS
I	Travée	28.249	4.62	0.48	0.895	32.62	213.49	6.54	15	vérifiée
	Appuis	39.003	9.24	0.96	0.863	21.5	152.84	7.10	15	vérifiée
II	Travée	20.852	4.62	0.48	0.895	32.62	157.59	4.83	15	vérifiée
	Appuis	29.769	9.24	0.96	0.863	21.5	116.66	5.42	15	vérifiée
III	Travée	24.791	4.62	0.48	0.895	32.62	187.36	5.74	15	vérifiée
	Appuis	34.506	9.24	0.96	0.863	21.5	135.22	6.28	15	vérifiée

b) Vérification des ferrillages des poutres principales adhérentes aux voiles

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	A adoptée	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	σ	OBS
I	Travée	8.061	6.03	0.62	0.884	28.10	47.25	1.68	15	vérifiée
	Appuis	21.107	12.06	1.25	0.849	18.11	64.42	3.55	15	vérifiée
II	Travée	8.667	6.03	0.62	0.884	28.10	50.81	1.80	15	vérifiée
	Appuis	25.335	12.06	1.25	0.849	18.11	77.32	4.26	15	vérifiée
III	Travée	9.998	6.03	0.62	0.884	28.10	58.61	2.08	15	vérifiée
	Appuis	28.561	12.06	1.25	0.849	18.11	87.17	4.81	15	vérifiée

c) Vérification des ferrillages des poutres secondaires non adhérentes aux voiles

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	A adoptée	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	σ	OBS
I	Travée	11.518	4.62	0.48	0.895	32.62	87.04	2.66	15	vérifiée
	Appuis	30.676	9.24	0.96	0.863	21.50	120.21	5.59	15	vérifiée
II	Travée	13.389	4.62	0.48	0.895	32.62	101.18	3.10	15	vérifiée
	Appuis	27.871	9.24	0.96	0.863	21.50	109.22	5.08	15	vérifiée
III	Travée	17.663	4.62	0.48	0.895	32.62	133.49	4.09	15	vérifiée
	Appuis	31.691	9.24	0.96	0.863	21.50	124.19	5.77	15	vérifiée

d) Vérification des ferrailages des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	A adoptée	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	σ	OBS
I	Travée	20.126	6.03	0.62	0.884	28.10	117.98	4.19	15	vérifiée
	Appuis	32.870	12.06	1.25	0.849	18.11	100.32	5.53	15	vérifiée
II	Travée	29.622	6.03	0.62	0.884	28.10	173.65	6.18	15	vérifiée
	Appuis	52.528	12.06	1.25	0.849	18.11	160.31	8.85	15	vérifiée
III	Travée	33.097	6.03	0.62	0.884	28.10	194.03	6.90	15	vérifiée

Vérification vis à vis des déformations :

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

Poutres principales: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $L = 4.00\text{m}$

$$f=0.086 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0.8\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Poutres Secondaires: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $L = 3.5\text{m}$

$$f=0.056 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0.7\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI-2- FERRAILLAGE DES POTEAUX :**VI-2 -1- Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-2-2-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1. Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x30)} : A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x30)} : A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II-a)

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x30)} : A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimal est de **12[mm]**

La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II-a

La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone II-a

Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

2. Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Prendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$- S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.}$$

$$- S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.}$$

Avec :

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda g \geq 5$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda g < 5$$

Avec : λ_g élancement géométrique. $\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

3) Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limitent précédentes

VI-2-3 Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

1) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

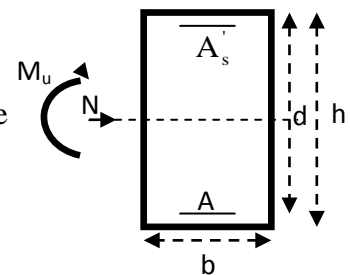
La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

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

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$



Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

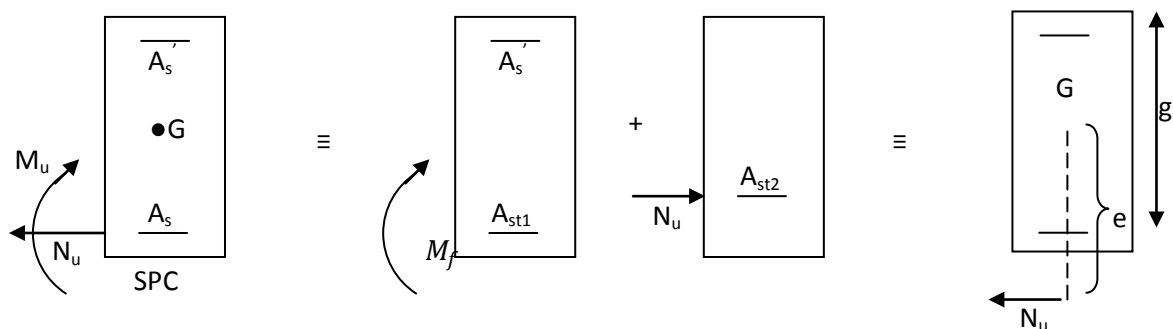
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

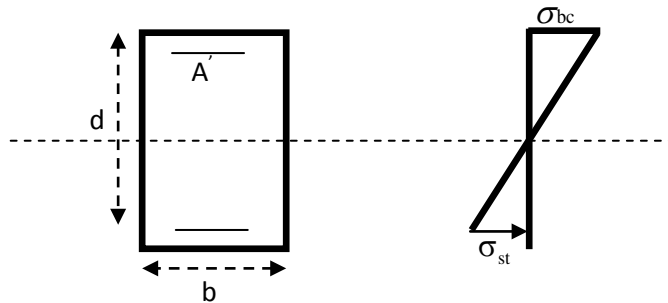
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

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

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

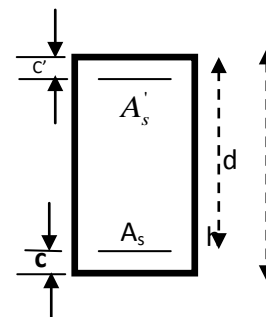
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

VI-2-4- Ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

1) Les armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) Calcul des armatures dans le sens longitudinal :

niv	Section	Sollicitation	N [KN]	M KN.m	obs	A _{s1} Cm ²	A _{s2} Cm ²	A _{min} (RPA) Cm ²	choix	A _{adopter} Cm ²
RDC 1 ^{ème} 2 ^{ème}	40x40	N _{max} -M _{cor}	1618.55	0.489	SEC	0	0	12.8	4HA14+	14.19
		N _{min} -M _{cor}	11.05	9.46	SEC	0	0.49	12.8		
		M _{max} -N _{cor}	353.67	60.78	SEC	0	0	12.8	4HA16	
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	35x35	N _{max} -M _{cor}	1012.94	6.255	SEC	0	0	9.8	4HA12+4	10.67
		N _{min} -M _{cor}	45.3	18.62	SPC	0	0.87	6.8		
		M _{max} -N _{cor}	414.63	57.132	SPC	0	0	9.8	HA14	
6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	30x30	N _{max} -M _{cor}	531.01	7.725	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		N _{min} -M _{cor}	18.49	6.938	SPC	0	0.39	7.2		
		M _{max} -N _{cor}	94.25	39.705	SPC	0	2.66	7.2		

b) Calcul des armatures dans le sens transversal :

niv	section	sollicitation	N [KN]	M KN.m	obs	A _{s1} Cm ²	A _{s2} Cm ²	A _{min} (RPA) Cm ²	choix	A _{adopter} Cm ²
RDC 1 ^{ème} 2 ^{ème}	40X40	N _{max} -M _{cor}	1618.55	0.633	SEC	0	0	7.2	4HA14+	14.09
		N _{min} -M _{cor}	11.05	37.641	SEC	0	2.44	7.2		
		M _{max} -N _{cor}	588.65	55.351	SEC	0	0	7.2		
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	35x35	N _{max} -M _{cor}	1012.94	0.901	SEC	0	0	9.8	4HA12+	10.67
		N _{min} -M _{cor}	45.3	4.305	SPC	0	0	6.8		
		M _{max} -N _{cor}	296.79	48.604	SPC	0	0.23	9.8		
6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	30X30	N _{max} -M _{cor}	531.01	1.048	SEC	0	0	12.8	8HA12	9.05
		N _{min} -M _{cor}	18.49	6.738	SPC	0	0.38	12.8		
		M _{max} -N _{cor}	72.61	32.941	SPC	0	2.23	12.8		

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec les sections minimales réglementaires

VI-2-4-Vérification à l'ELU :

1) Longueur de recouvrement :

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40 \times \varphi_{\min}$$

$$\text{Zone 1 : } L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 2 : } L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 3 : } L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{1}{3} 16 = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

3) L'espacement des armatures transversales :

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

Avec :

$\Phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

4) Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$

Calcul de λ_g et de $A_t \text{ min}$:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a}$$

Si : $\lambda_g \geq 5$ 0.3% (RPA .4.2.2)

$$\lambda_g \leq 3 \quad 0.8\%$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.707 \times l_0$

a : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Poteaux (40x40) :

Pour le cas le plus défavorable : **RDC** $\Rightarrow L_0 = 4.08\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.856}{0.40} = 7.14 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

- **Zone nodale :** $A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$
- **Zone courante :** $A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $L_0=3.06 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

- **Zone nodale :** $A_{t\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$
- **Zone courante:** $A_{t\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x 30) : $L_0= 3.06 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

- **Zone nodale :** $A_{t\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9\text{cm}^2$
- **Zone courante :** $A_{t\min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées de :

4 cadres HA8 soit $A_t=2.01\text{cm}^2 > 1.8 \text{ cm}^2$

5) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

Selon le BAEL99 : $\overline{\tau}_{bu} = \min (0.13f_{c28}, 25)$ (fissuration peu nuisible)

Niveaux	Section Cm ²	T _{max} (KN)	d (cm)	τ _b (Mpa)	λ _g	ρ _b	τ _{bu} (RPA99)	τ _{bu} (BAEL99)	observation
5, 6, 7,8	30x30	37.08	27	0.46	7.14	0.075	1.875	3.25	C.V
3, 5, 4	35x35	43.84	32	0.39	6.12	0.075	1.875	3.25	C.V
RDC, 1,2	40x40	43.85	37	0.30	7.14	0.075	1.875	3.25	C.V

IV-2-5- Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

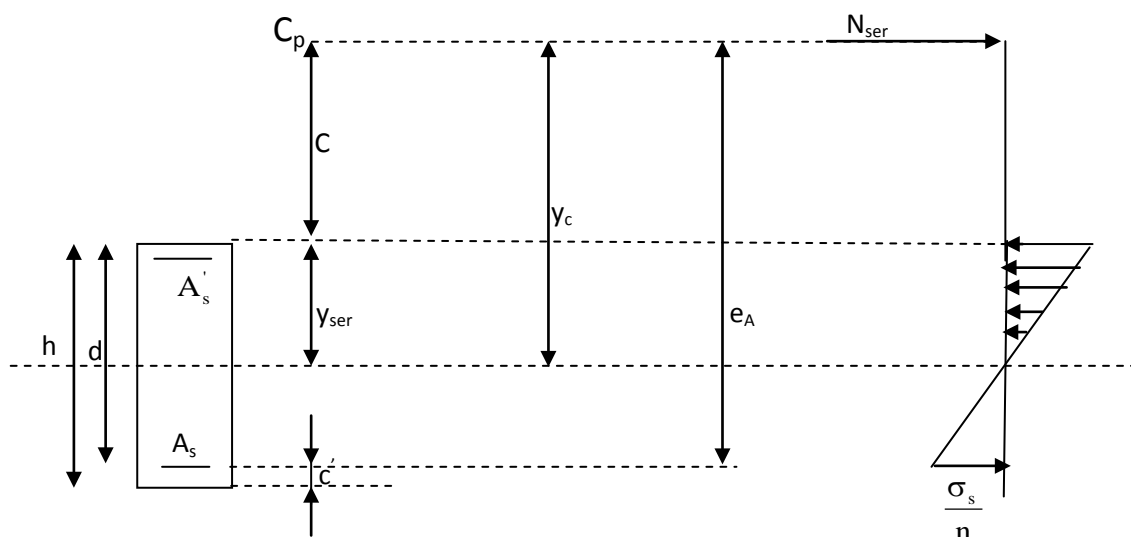
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

a)Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression :

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_a < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

- 1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.
- 2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.
- 3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$.

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{P}{3 \times z}$$

Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

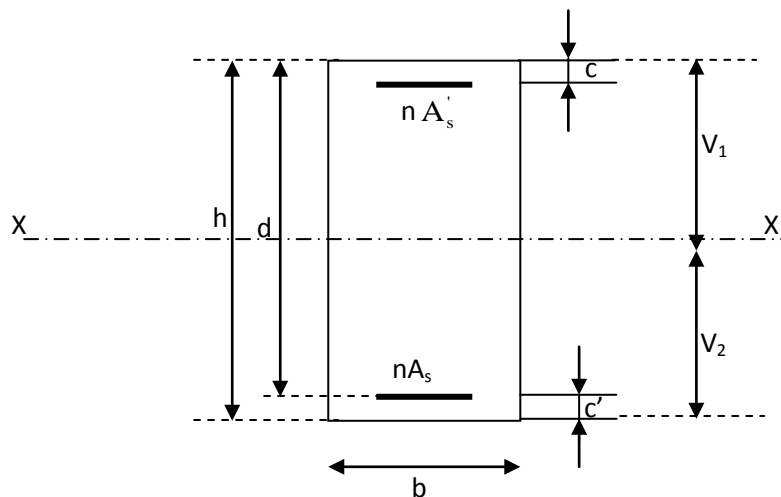
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

b) Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

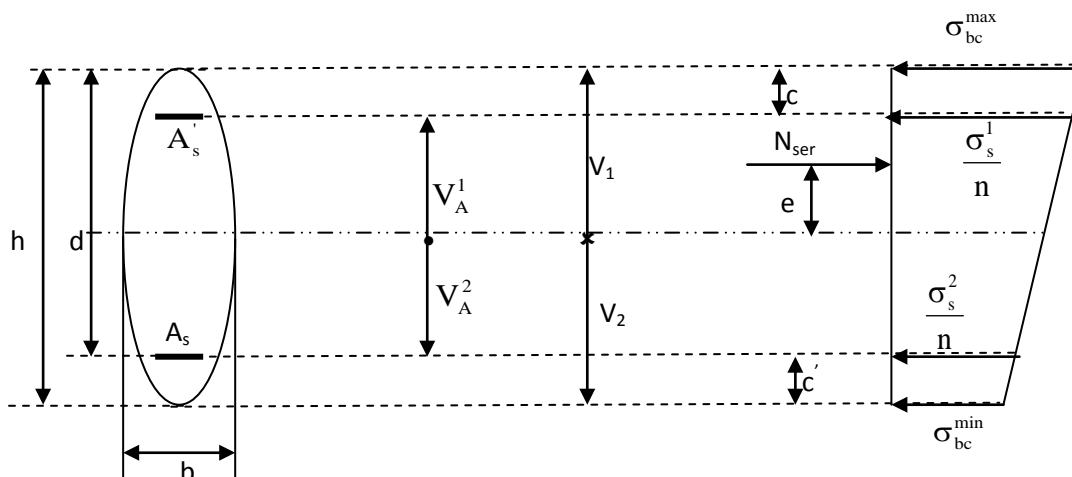
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- Sens longitudinal :

section	N_s KN	M_s KN.m	A_s Cm ²	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs	$\sigma_{s\sup}$ MPa	$\sigma_{s\inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	obs
40X40	1172.35	0.358	SEC	7.76	4.81	15	C.V	113.6	74.9	400	C.V
	51.2	2.707	SEC	1.9	0	15	C.V	25.8	-11.6	400	C.V
	569.36	25.587	SEC	9.12	0	15	C.V	127.2	-7.95	400	C.V
35x35	737.26	4.529	SEC	5.01	4.72	15	C.V	74.9	71.0	400	C.V
	218.54	3.848	SPC	3.59	0	15	C.V	44.5	-67.4	400	C.V
	286.63	23.049	SPC	9.94	0	15	C.V	129.3	-107.5	400	C.V
30X30	386.91	5.594	SEC	6.26	0.51	15	C.V	86.7	14.9	400	C.V
	32.4	0.837	SPC	3.41	0	15	C.V	38	-92.4	400	C.V
	76.76	23.441	SPC	8.66	0	15	C.V	101.5	-182.8	400	C.V

b- Sens transversal :

section	N_s KN	M_s KN.m	A_s Cm ²	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs	$\sigma_{s\sup}$ MPa	$\sigma_{s\inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	obs
40X40	1172.35	0.442	SEC	5.81	5.76	15	C.V	87.1	86.5	400	C.V
	51.2	13.892	SEC	1.22	0	15	C.V	15.6	-14.7	400	C.V
	537.93	15.016	SEC	3.55	1.76	15	C.V	51.2	28.4	400	C.V
35x35	737.26	0.677	SEC	4.83	4.71	15	C.V	72.30	70.80	400	C.V
	218.54	10.342	SPC	2.36	0.47	15	C.V	32.90	9.52	400	C.V
	330.93	19.106	SPC	3.88	0.40	15	C.V	53.7	10.5	400	C.V
30X30	386.91	0.798	SEC	3.41	3.19	15	C.V	50.90	48.20	400	C.V
	32.4	8.713	SPC	1.75	0	15	C.V	20.60	-24.90	400	C.V
	82.75	19.471	SPC	3.97	0	15	C.V	47.20	-51.2	400	C.V

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI-3- FERRAILLAGE DES VOILES**VI-3-1-Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (5) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone 1 : RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage.
- Zone 2 : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage.
- Zone 3 : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VI-3-2-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

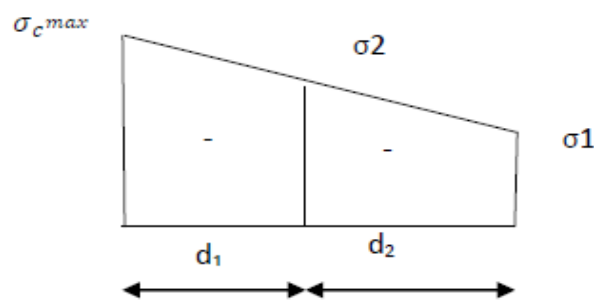
Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

1- Section entièrement comprimée



Effort normal : $N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

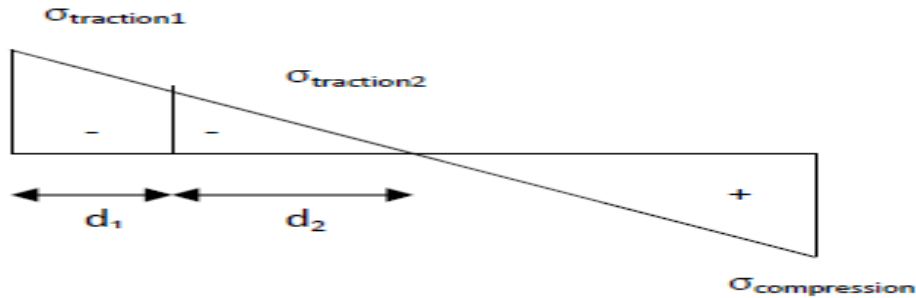
Section d'armature :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}, \quad B : \text{section du voile}$$

Armature minimal :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

2- Section partiellement comprimée :



Effort normal :
$$N_i = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{traction1}}{2} \cdot d \cdot e$$

Section d'armature :
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armature minimal :
$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad B : \text{section du béton tendue}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ (section min du RPA art 7.7.4.1)}$$

3- Section entièrement tendue

Effort normal :
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Section d'armature :
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armature minimal :
$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ (section min du RPA art 7.7.4.1)}$$

-Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

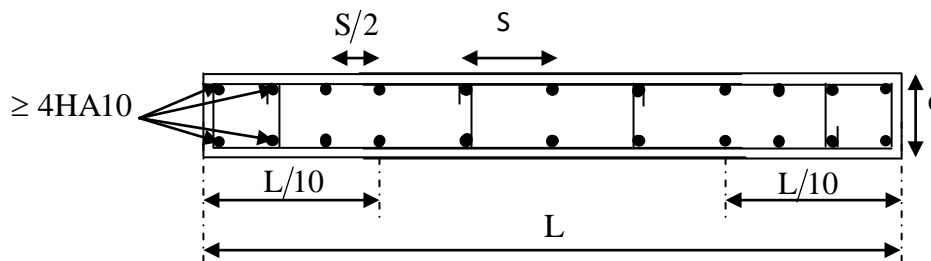


Fig.V-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-3-Vérification

Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

1) Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

Les résultats de calculs se résument sous forme des tableaux :

1- Ferrailage VL1

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	H poutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.24	0.24	0.24
	He	4.080	3.060	3.060
	H	3.730	2.71	2.71

Sollicitation de calcul	T (kN)		305.180	226.780	160.660
	N _{ser} (kN)		1754.03	1148.15	589.80
	Vu (kN)		427.252	317.492	224.924
	σ _{max} (kN/m ²)		3573.780	1012.810	1552.250
	σ _{min} (kN/m ²)		- 7019.750	-3025.080	-2754.560
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.40	0.30	0.43
	L _t		0.80	0.90	0.77
	D		0.27	0.20	0.29
	d _{adopté}		0.27	0.20	0.29
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.53	0.70	0.48
	σ ₁		4637.230	2349.873	1719.727
	N ₁		314.60	107.85	129.01
N ₂		243.59	164.10	82.40	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7.87	2.70	3.23
	A _{v2} /bande (cm ²)		6.09	4.10	2.06
	A _{vj} (cm ²)		11.75	8.73	6.19
	A'v1/bande/nappe		10.80	4.88	4.77
	A'v2/bande/nappe		9.03	6.29	3.61
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.83	2.11	3.03
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		12.3	6.28	6.28
	Av2 adopté (cm ²)		11.3	11.3	7.84
	choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4 HA14	2x4HA10	2x4HA10
	choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5 HA12	2x5HA12	2x5HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	5	7
		Bande 2	10	14	9
Armatures Horizontales	AH /nappe (cm2)		3.60	3.60	3.60
	AH adopté (cm2)		4.52	4.52	4.52
	choix de la section		4HA12	4HA12	4HA12

Armatures Transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	1		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des Contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.978	1.470	1.041
	2.26 Mpa	τ_u	1.413	1.050	0.744
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	6.826	4.468	2.295

2- ferraillage VL2 :

Caractéristiques Géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	224.500	224.670	180.660
	N _{ser} (kN)	1729.33	1254.31	668.66
	Vu (kN)	314.300	314.538	252.924
	σ_{max} (kN/m ²)	3352.670	1010.120	3606.420
	σ_{min} (kN/m ²)	-8886.500	-4840.910	-4341.090
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.41	0.26	0.68
	L _t	1.09	1.24	0.82
	d	0.27	0.17	0.45
	d _{adopté}	0.27	0.17	0.41
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.82	1.07	0.41
	σ_1	6651.387	4167.497	2170.545
	N ₁	425.63	155.52	266.76
N ₂	542.21	445.26	88.92	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$		10.64	3.89	6.67
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		13.56	11.13	2.22
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		8.64	8.65	6.96
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		12.80	6.05	8.41
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		15.72	13.29	3.96
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		2.88	1.81	4.76
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2)$		16.08	6.28	9.04
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2)$		20.9	15.38	11.3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA16	2x4HA10	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	5	10
Bande 2		16	20	8	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.02	4.50	4.50
	AH adopté (cm ²)		6.15	6.15	6.15
	choix de la section		4HA14	4HA14	4HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	1		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.164	1.165	0.937
	2,26 Mpa	τ_u	0.831	0.832	0.669
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	5.238	3.882	2.110

3-Ferrailage VL3 :

Caractéristiques Géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.80	1.80	1.80
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.36	0.36	0.36

Sollicitation de calcul	He		4.080	3.060	3.060	
	h		3.73	2.71	2.71	
	T(kN)		579.420	366.300	223.650	
	N _{ser} (kN)		3814.98	2602.11	1403.94	
	Vu (kN)		811.188	512.820	313.110	
	σ _{max} (kN/m ²)		2881.560	4387.690	6243.840	
	σ _{min} (kN/m ²)		-7593.900	-6026.670	-6533.860	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	σs (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00	
	L _c		0.50	0.76	0.88	
	L _t		1.30	1.04	0.92	
	d		0.33	0.51	0.59	
	d _{adopté}		0.33	0.51	0.46	
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.97	0.54	0.46	
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		10.95	11.54	11.28
		A _{v2} /bande (cm ²)		13.82	4.16	3.76
A _{vj} (cm ²)		22.31	14.10	8.61		
A'v1/bande/nappe		16.53	15.06	13.43		
A'v2/bande/nappe		19.40	7.68	5.91		
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.47	5.31	6.16	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		16.08	12.3	12.3	
	Av2 adopté (cm ²)		20.09	15.38	15.38	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14	
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14	
	ST		30	30	30	
	Espacement (cm)	Bande 1	8	12	11	
Bande 2		19	10	9		
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5.40	5.40	5.40	
	AH adopté (cm2)		6.78	6.78	6.78	
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	

Armatures transversales	Espacement s_t (cm)	20	20	20	
	1	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2.504	1.583	0.966
	2,26 Mpa	τ_u	1.788	1.131	0.690
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	9.779	6.793	3.665

4- Ferrailage de voile VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	846.890	559.650	347.960
	N _{ser} (kN)	2934.13	1898.25	999.20
	Vu (kN)	1185.646	783.510	487.144
	σ_{max} (kN/m ²)	5504.720	1138.370	1359.070
	σ_{min} (kN/m ²)	-8697.350	-2782.700	-2592.070
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.78	0.58	0.69
	L _t	1.22	1.42	1.31
	d	0.52	0.39	0.46
	d _{adopté}	0.52	0.39	0.46
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.71	1.03	0.85
	σ_1	5027.537	2023.787	1686.023
	N ₁	709.30	186.06	196.20
N ₂	355.95	208.91	143.89	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17.73	4.65	4.91
	A _{v2} /bande (cm ²)	8.90	5.22	3.60
	A _{vj} (cm ²)	32.61	21.55	13.40

	A'v1/bande/nappe		25.88	10.04	8.25
	A'v2/bande/nappe		17.05	10.61	6.95
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.43	4.06	4.82
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		20.1	11.3	10.99
	Av2 adopté (cm ²)		28.13	15.83	10.99
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA16	2x5HA12	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	7	9
		Bande 2	7	14	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7.03	6.00	6.00
	AH adopté (cm ²)		9.23	9.23	9.23
	choix de la section		6HA14	6HA14	6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des conditions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3.293	2.176	1.353
	2,26 Mpa	τ_u	2.352	1.555	0.967
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	6.635	4.480	2.399

5- Ferrailage de voile VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71

Sollicitation de calcul	T(kN)		203.270	182.250	110.490
	N _{ser} (kN)		1927.09	1285.94	700.24
	Vu (kN)		284.578	255.150	154.686
	σ_{max} (kN/m ²)		2835.860	3628.870	5746.580
	σ_{min} (kN/m ²)		-8510.620	-5583.680	-6045.450
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.37	0.59	0.73
	L _t		1.13	0.91	0.77
	d		0.25	0.39	0.49
	d _{adopté}		0.25	0.39	0.38
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.88	0.52	0.38
	σ_1		6620.047	3164.433	3022.725
	N ₁		378.17	344.59	348.68
	N ₂		579.36	163.04	116.23
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9.45	8.61	8.72
	A _{v2} /bande (cm ²)		14.48	4.08	2.91
	A _{vj} (cm ²)		7.83	7.02	4.25
	A'v1/bande/nappe		11.41	10.37	9.78
	A'v2/bande/nappe		16.44	5.83	3.97
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.62	4.14	5.12
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		12.3	9.04	9.04
	Av2 adopté (cm ²)		20.1	7.85	7.85
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA10	2x5HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	9	9
		Bande 2	17	10	7
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5.03	4.50	4.50
	AH adopté (cm2)		6.15	6.15	6.15
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12

Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des conditions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.054	0.945	0.573
	2.26 Mpa	τ_u	0.753	0.675	0.409
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	5.837	4.057	2.209

Tableau de ferrailage final des voiles :

Le ferrailage final adopté pour les voiles est donné par le tableau suivant :

Etages		RDC, 1, 2	3, 4, 5	6, 7, 8
VL1	Bande 1	2x4 HA14	2x4HA10	2x4HA10
	Bande 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10
VL2	Bande 1	2x4HA16	2x4HA10	2x4HA12
	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
VL3	Bande 1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14
	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14
VT1	Bande 1	2x5HA16	2x5HA12	2x5HA12
	Bande 2	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA10
VT2	Bande 1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
	Bande 2	2x5HA16	2x5HA10	2x5HA10



Chapitre VII :
Etude des fondations

VII-1- Introduction :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-2- Les principaux rôles de la fondation :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

❖ On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1- Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

2-Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches du terrain sont capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

-**Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalise en gros béton, sollicité en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

3-Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

-**Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriqués, introduites dans des forages dans le sol.

- **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 $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3- Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

VII-3-1-Dimensionnement :

1- Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII- 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1287.98	1,20	4.29	5.148
VL2	1344.71	1,50	3.58	5.37
VL3	1287.98	1,20	4.29	5.148
VL4	2870.6	1.8	6.37	11.46
VL5	2870.6	1.8	6.37	11.46
VL6	2870.6	1.8	6.37	11.46
VL7	2870.6	1.8	6.37	11.46
VL8	1287.98	1.20	4.29	5.148
VL9	1344.71	1.50	3.58	5.37
VL10	1287.98	1.20	4.29	5.148
somme				77.196

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

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	2115.89	2.00	4.23	8.46
VT2	1397.98	1.50	3.72	5.58
VT3	2115.89	2.00	4.23	8.46
VT4	1397.98	1.5	3.72	5.58
VT5	2115.89	2	4.23	8.46
VT6	2115.89	2	4.23	8.46
somme				45

2- Semelles filantes sous poteaux :

A- Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte 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.

B- Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges: $R = \Sigma N_i$

-Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{R}$

- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \geq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle: $B \geq (q \cdot L/4) / \sigma_{\text{sol}}$

B-1-Détermination de la résultante des charges :

Le calcul se fera pour le portique transversal:

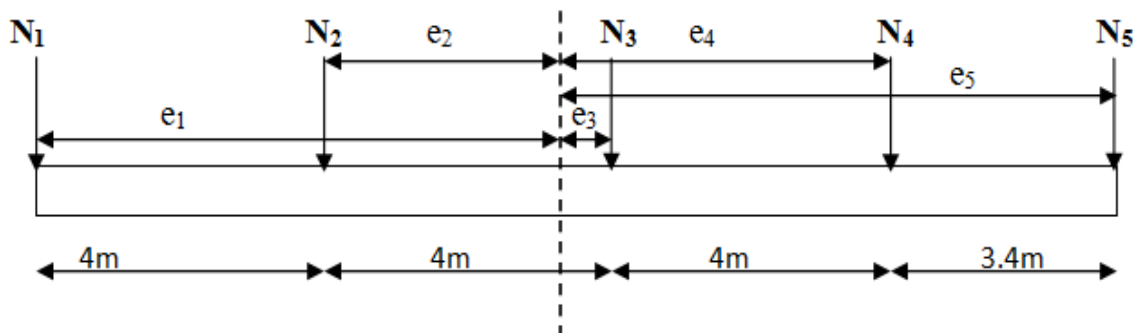


Tableau VII-3 : surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	e _i (m)	N _s x e _i	M (KN.m)
1	210.19	7.7	1618.463	-4.128
2	805.31	3.7	2979.647	-3.578
3	1144.6	-0.3	-343.38	-0.373
4	967.85	-4.3	-4161.755	-0.597
5	597	-7.7	-4596.9	9.221
sommes	3724.95	/	-4503.925	0.545

B-2-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4503.925 + (0.545)}{3724.95} = -1.20$$

B-3-Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a : $e = -1.20 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.4}{6} = 2.56 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3724.95}{15.40} \left(1 + \frac{6(-1.20)}{15.40}\right) = 128.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3724.95}{15.40} \left(1 - \frac{6(-1.20)}{15.40}\right) = 354.96 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3724.95}{15.40} \left(1 + \frac{3(-1.20)}{15.40}\right) = 185.33 \text{ KN/ml}$$

B-4-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{185.33}{250} = 0.74 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1 m**.

On aura : **S = 1 × 15.4 = 15.4 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 15.4 \times 6 = 92.4 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 92.4 + 122.196 = 214.196 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $s_{bat} = 355.01$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{s_{bat}} = \frac{214.196}{355.01} = 0.60$$

La surface totale des semelles représente 60% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

VII-4-Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier général nous offre :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants
- Présentera une grande rigidité.

VII-4-1-Pré dimensionnement du radier :

A- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

B- Selon la condition forfaitaire :

1-Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : h est l'épaisseur du radier

L_{\max} est la distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 4.00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : h = 60 cm

2-Sous poteaux :

a- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

Soit $h_d=40\text{cm}$

b- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Soit $h_n=40\text{cm}$

❖ condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h_t :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec : I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,77 \text{ m}$$

On opte $h_t=80\text{cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \Rightarrow \quad 32 \leq b_n \leq 56$$

Commentaire:

- $h_t = 80 \text{ cm}$; pour les poutres (nervures).
- $h = 40 \text{ cm}$; pour la dalle du radier.
- $b = 45 \text{ cm}$; pour la largeur de la nervure.

Dans les deux sens (longitudinal et transversal), ceci nous permettra de :

- Limiter la contrainte des aciers (fissuration préjudiciable).
- Protège les aciers contre les eaux aquifères dues au contacte directe du radier avec la couche d'assise (enrobage minimum 3cm).
- Permettre une rapidité d'exécution, une facilité de ferrailage et de coffrage

VII-4-2-Détermination des sollicitations :

Charge permanente $G=23280.80 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q=5092.31 \text{ KN}$.

1- Détermination des efforts :

a- A L'ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 39067.54 \text{ KN}$

b- A L'ELS: $N_s = G + Q = 28373.11 \text{ KN}$

2-Détermination de la surface nécessaire du radier :

a- **A l'ELU:** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{39067.54}{1.33 \times 250} = 117.49 \text{ m}^2$

b- **A l'ELS:** $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{28373.11}{250} = 113.49 \text{ m}^2$

$S_{\text{batiment}} = 355.01 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 117.49 \text{ m}^2$

D'après les règles de BAEL, il faut ajouter au radier un débord minimal de largeur L_d ,

Avec: $L_d \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{On prend } L_d = 40 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 355.01 + 30.18 = 385.19 \text{ m}^2$

3-Détermination des efforts à la base du radier :

Charges permanente :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle flottante.} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de la dalle.}$

• **Poids de la dalle flottante :**

$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times \rho_b \times e_p$

$S_{\text{ner}} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$

Avec:

$S_{\text{ner}} = (0.4 \times 19.8 \times 6) + (0.4 \times 15.4 \times 5) = 78.32 \text{ m}^2$

$P_{\text{df}} = (385.19 - 78.32) \times 25 \times 0.1 = 767.175 \text{ KN.}$

• **Poids du TVO :**

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$P_{\text{TVO}} = (385.19 - 78.32) \times (0.80 - 0.4) \times 17 = 2086.71 \text{ KN.}$

• **Poids des nervures:**

$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$P_{\text{ner}} = 0.4 \times (0.8 - 0.4) \times 6 \times 19.8 \times 25 + 0.4 \times (0.8 - 0.4) \times 5 \times 15.4 \times 25 = 783.2 \text{ KN.}$

• **Poids de dalle:**

$P_d = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$

$P_d = 385.19 \times 0.4 \times 25 = 3851.9 \text{ KN.}$

D'où :

$G_{\text{rad tot}} = P_{\text{df}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{ner}} + P_d = 7488.98 \text{ KN}$

4-Poids total de l'ouvrage:

$$GT = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 23280.80 + 7488.98 = 30769.78 \text{ KN.}$$

$$QT = Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}} = 5092.31 + (385.19 \times 5) = 7018.26 \text{ KN}$$

5- Combinaisons d'actions:

A L'ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 52066.59 \text{ KN}$

A L'ELS : $N_s = G + Q = 37788.04 \text{ KN}$

VII-5-Vérifications :

a-Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{52066.59 \times 1}{385.19} \times \frac{4}{2} = 270.34 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{270.34}{1 \times 0,36} = 750.9 \text{ kN / m}^2 = 0.750 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

b-Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que : $N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

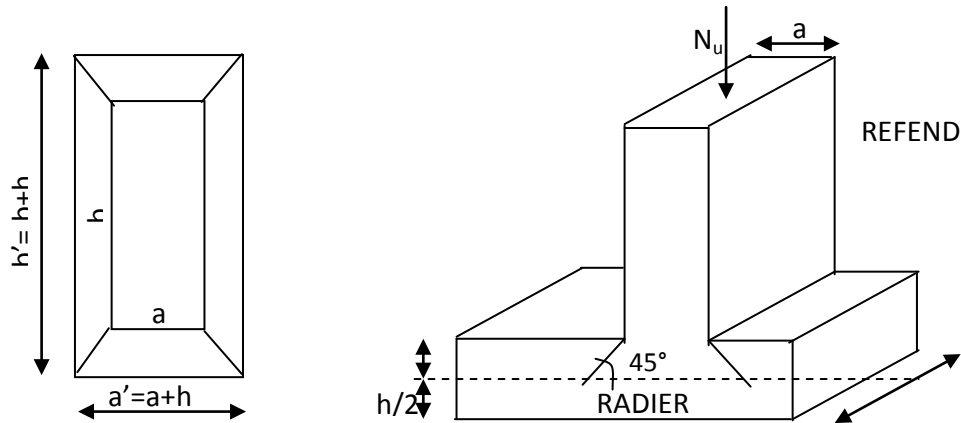


Fig VII-1-Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

1-Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,80) = 4.8 m$$

$$N_u = 1618.55 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4.8 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 2880 \text{ KN}$$

$$N_u = 1618.55 \text{ KN} \leq 2880 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2-Voile

On considère une bonde de 01 ml du voile

Avec : $N_u = 2403.4 \text{ KN}$; $e = 20 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6 m$$

$$\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN}$$

$$N_u = 2403.4 \leq 3360 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.8\text{m}$)

On a :

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 23280.80 + 7488.98 = 30769.78 \text{ KN.}$$

$$P = 30769.78 \text{ KN} \geq 1.5 \times 385.19 \times 10 \times 0.8 = 4622.28 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement}$$

c- Vérification de la stabilité du radier :

1-Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.9 ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.7$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

2-Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{19.8 \times 15.4^3}{12} = 6026.23 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{15.4 \times 19.8^3}{12} = 9961.73 \text{ m}^4$$

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) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

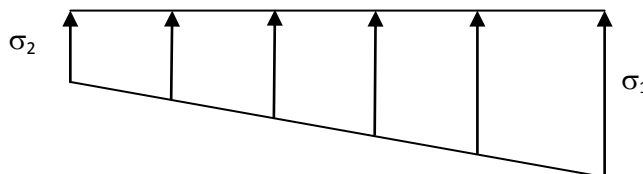


Fig VII-2 : Diagramme des contraintes

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

1- calcul à l'ELU : On a : $N_u = 39067.54 \text{ KN}$

a- Sens longitudinal :

$$M = 24074.215 + 1269.27 \times 0,8 = 25089.631 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39067.54}{385.19} + \frac{25089.631}{9961.73} \times 9.9 = 126.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39067.54}{385.19} - \frac{25089.631}{9961.73} \times 9.9 = 76.48 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 126.35 + 76.48}{4} = 113.88 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{\text{SOL}} = 2 \times 250 = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Sens transversal :

$$M = 25255.622 + 1214.71 \times 0,8 = 26227.39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39067.54}{385.19} + \frac{26227.39}{6026.23} \times 7.7 = 134.93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39067.54}{385.19} - \frac{26227.39}{6026.23} \times 7.7 = 67.91 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134.93 + 67.91}{4} = 118.17 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{\text{SOL}} = 2 \times 250 = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- calcul à l'ELU :

On a : $N_s = 28373.11$ KN

a-Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{28373.11}{385.19} + \frac{25089.631}{9961.73} \times 9.9 = 98.59 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{28373.11}{385.19} - \frac{25089.631}{9961.73} \times 9.9 = 48.72 \text{ kN} / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 98.59 + 48.72}{4} = 86.12 \text{ kN} / m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN} / m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b-Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{28373.11}{385.19} + \frac{26227.39}{6026.23} \times 7.7 = 107.17 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{28373.11}{385.19} - \frac{26227.39}{6026.23} \times 7.7 = 40.14 \text{ kN} / m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 107.17 + 40.14}{4} = 90.41 \text{ kN} / m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN} / m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII-6- Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

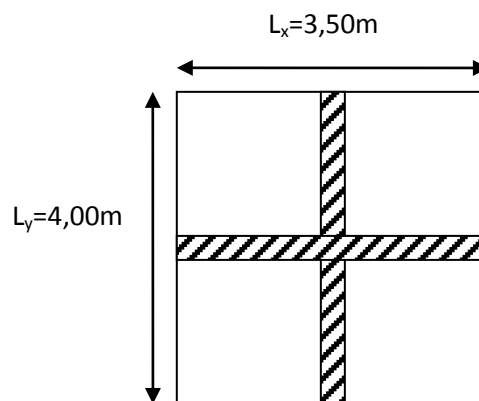


Fig VII-3 : Schémas du panneau (I)

A l'ELU:

$$q_{um} = (\sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1m = (118.17 - \frac{7488.98}{385.19}) \times 1m = 98.72 \text{ kN / ml}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = (\sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1m = (90.41 - \frac{7488.98}{385.19}) \times 1m = 70.96 \text{ kN / ml}$$

Panneau	Ly(m)	Lx (m)	Lx/Ly	observation	μ_x	μ_y	q_{um}	$M_{0x}(\text{kN m})$	$M_{0y}(\text{kNm})$
(I)	4	3,50	0.875	2sens	0,0488	0,721	98.72	59.01	42.54

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{0X}$ ou $0,75M_{0Y}$
 - moment sur appuis : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{0X}$ ou $0,85M_{0Y}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{0X}$ ou $0,3M_{0Y}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

Après le calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau (I) est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

c) Ferrailage du panneau

1- Ferrailage du panneau dans le sens x-x :

a- Calcul à l'ELU :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = -(0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = -(0,5) \times 59.01$$

$$M_{ua} = -29.50 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 59.01$$

$$M_{ut} = 44.25 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29.5 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.5 \times 10^3}{0,992 \times 37 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52cm²** avec un espacement de 25 cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.25 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,25 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,47 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement de 20 cm

2-Ferraillage du panneau (I) dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = -(0,3) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ua} = -(0,3) \times 42,54$$

$$M_{ua} = -12,76 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \text{ max}}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 42,54$$

$$M_{ut} = 36,16 \text{ kNm}$$

• **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,76 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \beta_u = 0,997$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,76 \times 10^3}{0,997 \times 37 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement de 25 cm

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36,16 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,16 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement de 20 cm

d) Vérifications :

1- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,875}{2} = 3,4 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :
$$\left. \begin{aligned} A_{ua}^x &= 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,4 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y &= 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,4 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{condition vérifiée}$$

En travée :
$$\left. \begin{aligned} A_{ut}^x &= 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,4 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y &= 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,4 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

2-Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par (ArtA.8.2, 42 BAEL91).

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

3-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{98,72 \times 4}{2} = 197,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{197,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow C.V$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Calcul à l'ELS :

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

Panneau	Ly(m)	Lx (m)	Lx/Ly	observation	μ_x	μ_y	q _{um}	M _{0x} (kN m)	M _{0y} (kNm)
(I)	4	3,50	0.875	2sens	0,0488	0,721	70.96	42.41	30.58

1-Sens X-X :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = -0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = -0,5 \times 42.41$$

$$M_{sa} = -21.20 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 42.41$$

$$M_{st} = 31.80 \text{ kN.m}$$

2-Sens Y-Y :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = -0,3 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = -0,3 \times 30.58$$

$$M_{sa} = -9.17 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,85 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 30.58$$

$$M_{st} = 25.99 \text{ kN.m}$$

2-Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens X-X

Aux appuis

$$\gamma = \frac{29.50}{21.20} = 1,39 \quad \text{Et } \mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

En travée

$$\gamma = \frac{44.24}{31.80} = 1,39 \quad \text{Et } \mu = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0279$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

• Sens Y-Y

Aux appuis

$$\gamma = \frac{12.76}{9.17} = 1,39 \quad \text{Et } \mu = 0,006 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\alpha = 0,0075 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

En travée

$$\gamma = \frac{36.16}{25.99} = 1,39 \quad \text{Et } \mu = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

Conclusion :

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS .

VII-7-Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

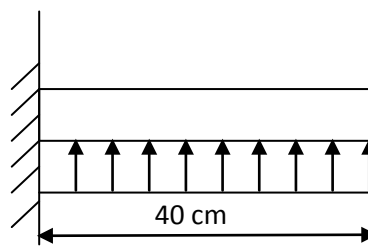


Fig VII-4 : Schémas statique du débord

a-Sollicitations de calcul :

1- A l'ELU :

On a : $q_u = 98.72 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-98.72 \times 0,40^2}{2} = -7.89 \text{ kN.m}$$

2- A l'ELS

On a : $q_s = 70.96 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-70.96 \times 0,40^2}{2} = -5.67 \text{ kN.m}$$

b-Calcul des armatures :

On a: $b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.89 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,20} = 0,004 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,004 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.89 \times 10^3}{0,998 \times 37 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.61 \text{ cm}^2$$

c- Vérifications à l'ELU :

1- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.61 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

2- L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

3- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte: } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

d- Vérification à l'ELS:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.83}{5.67} = 1,39$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à}$$

l'ELS.

VII-8-Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement triangulaires :

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho x^2/6)$.
- Effort tranchant : $L_t = L_x \cdot (0.5 - \rho x^2/4)$.

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

VII-8-1-Détermination des charges :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = 118.17 - \frac{7488.98}{385.19} - \frac{783.2}{78.32} = 108.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = 90.41 - \frac{7488.98}{385.19} - \frac{783.2}{78.32} = 80.96 \text{ KN/m}^2$$

VII-8-2-Charges à considérer:

a- Sens longitudinale :(6fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 108.72 \times 1,30 = 141.33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 80.96 \times 1,30 = 105.24 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \times L_t = 108.72 \times 1,08 = 117.41 \text{ KN/ml}$$

b- Sens transversal:(5fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 108.72 \times 1,16 = 126.11 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 80.96 \times 1,16 = 93.91 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 108.72 \times 0.87 = 94.58 \text{ KN/ml}$$

VII-8-3- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A-Sens longitudinale :

a) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

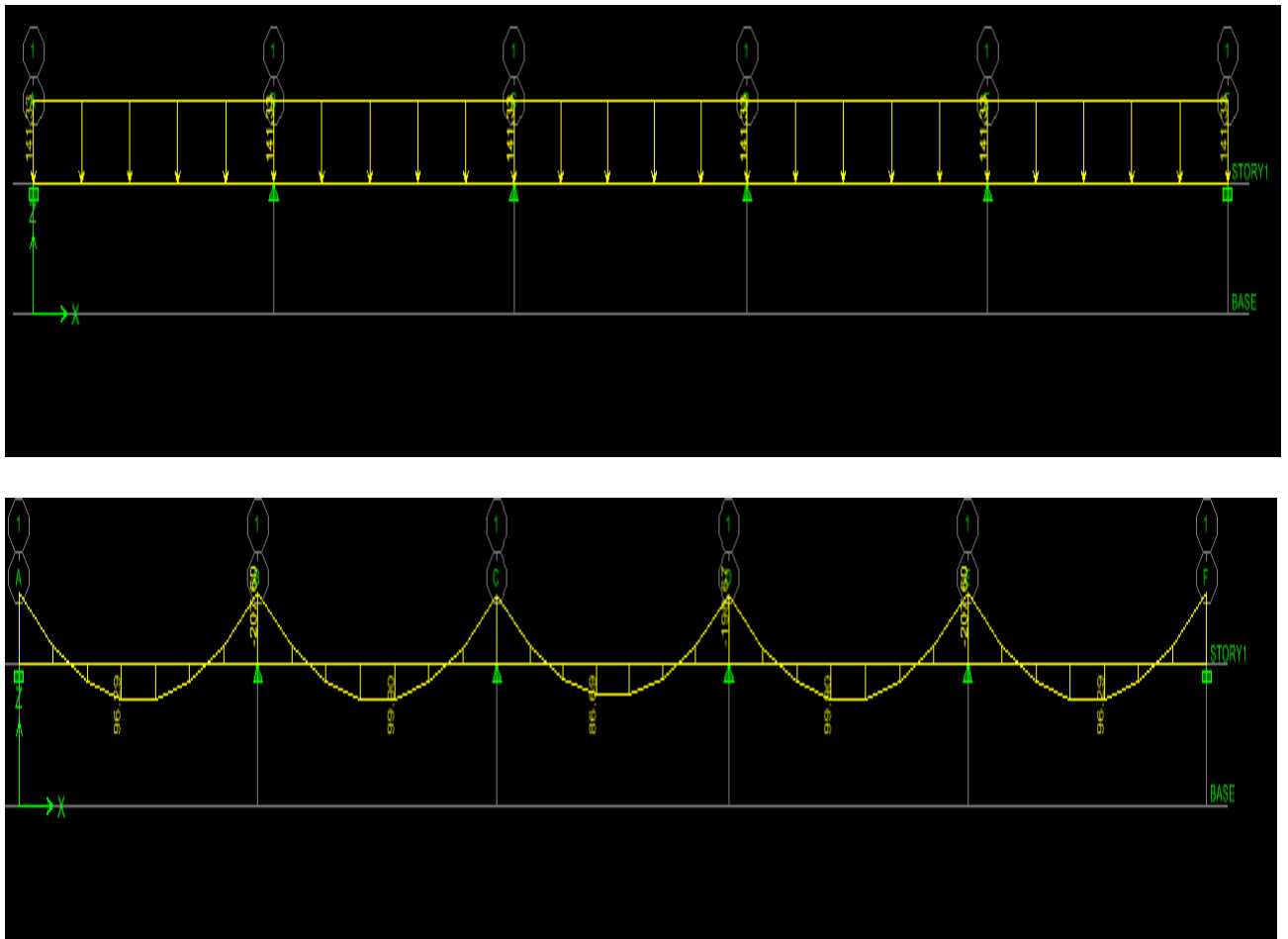
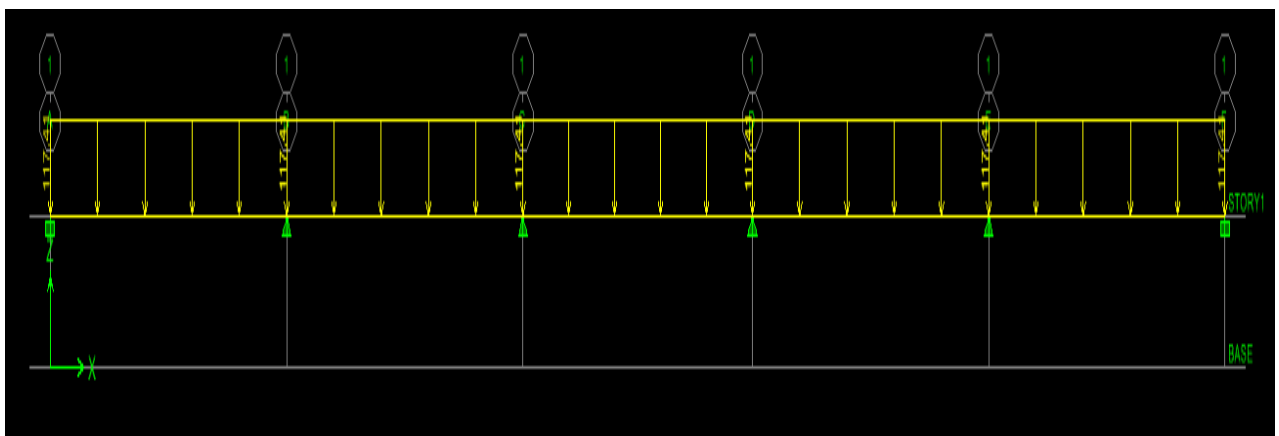


Fig.VII.4 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchants (ELU)



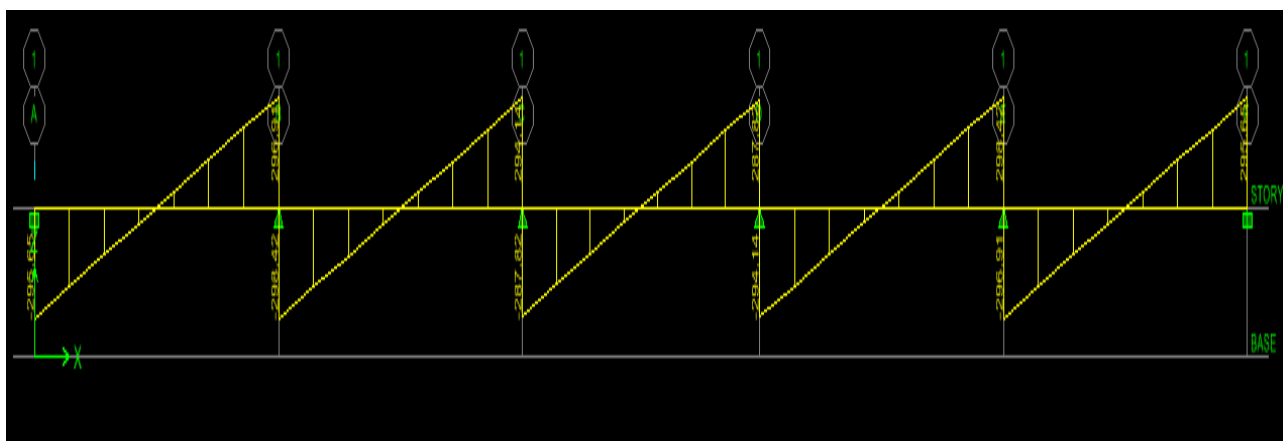


Fig VII.5 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

c) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

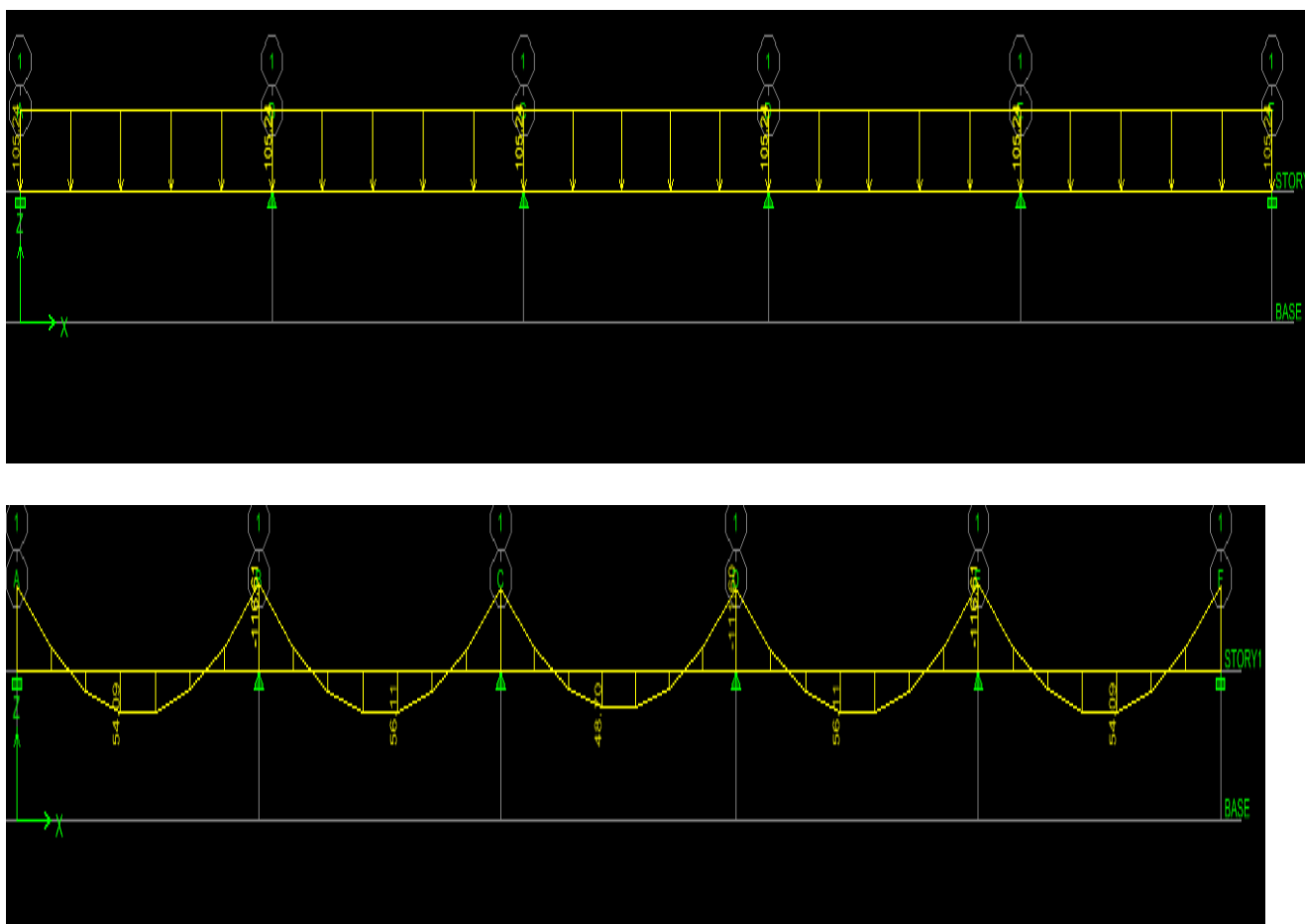


Fig VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

B-Sens transversal :

a) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

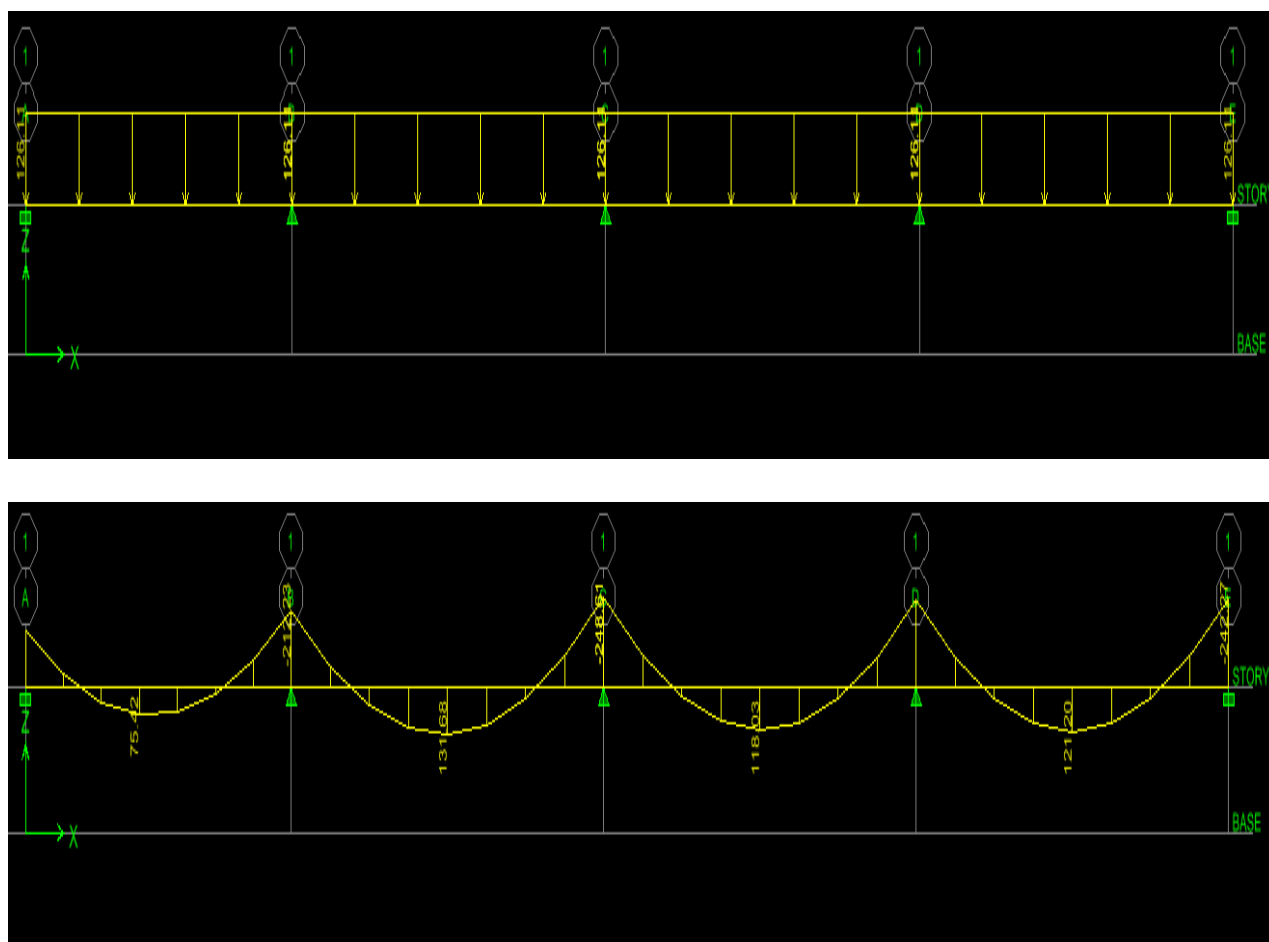
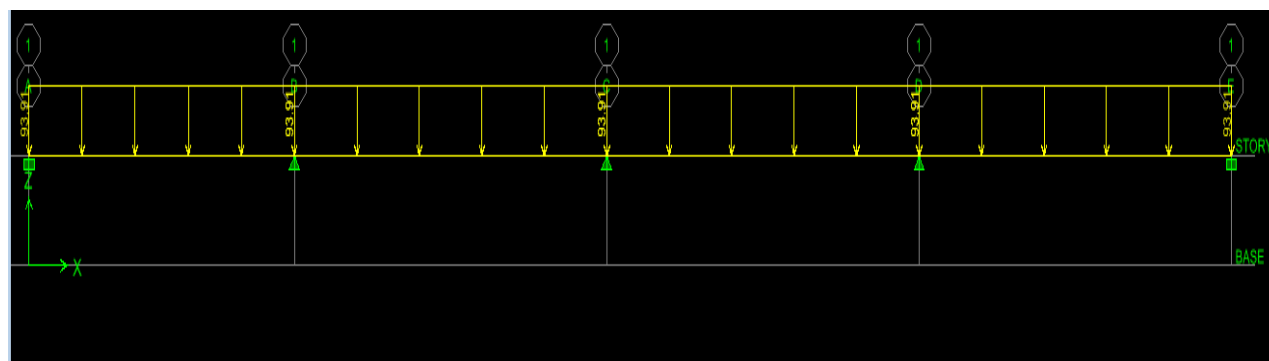


Fig VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

b) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :



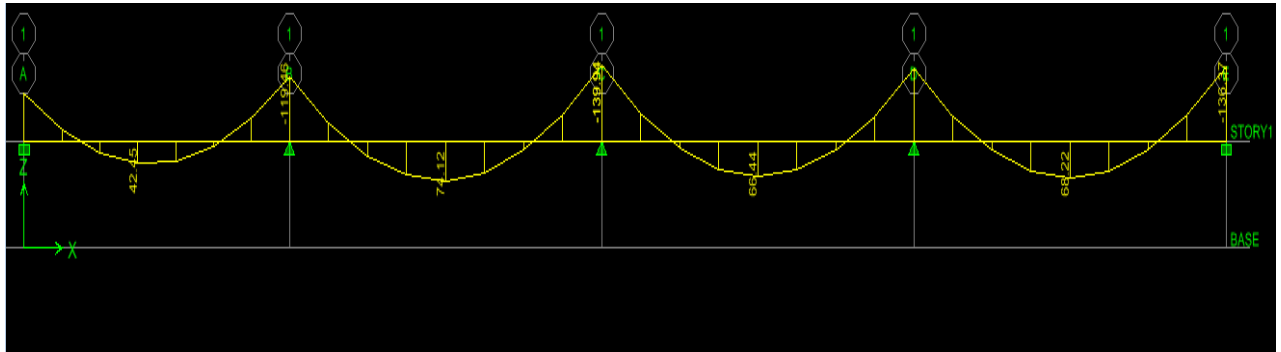


Fig VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

c) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

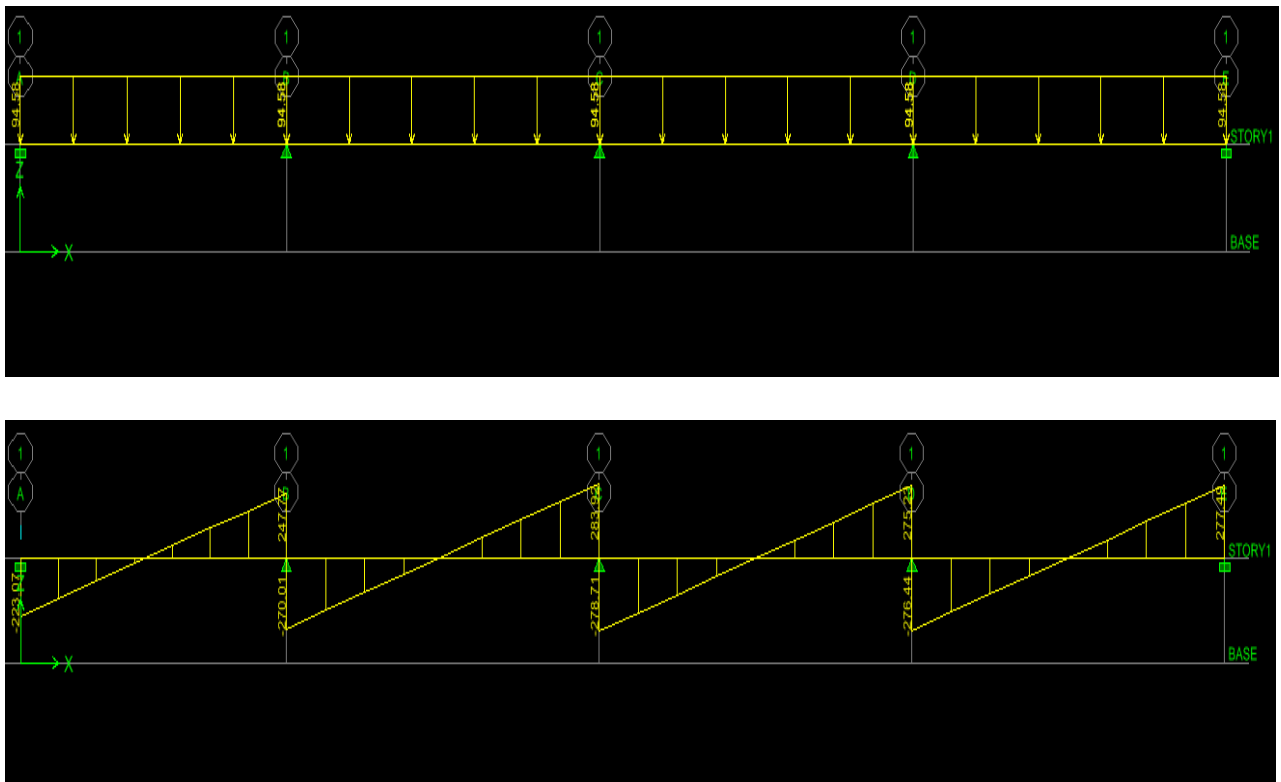


Fig VII.9 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

VII-8-4-Sollicitation maximales :

a- Sens longitudinal :

$$M_{tu} \text{ max}=99.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} \text{ max}=207.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} \text{ max}=56.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} \text{ max}=116.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} \text{ max}=298.42 \text{ KN.m}$$

b- Sens transversal :

$$M_{tu} \text{ max}=131.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} \text{ max}=248.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} \text{ max}=74.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} \text{ max}=139.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} \text{ max}=283.92 \text{ KN.m}$$

VII-8-5- Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 40 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $d = 77 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$M_{tu} \text{ max}=99.90 \text{ KN.m}$; $M_{au} \text{ max}=207.60 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{207.60 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 14,20} = 0,062 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{207.60 \times 10^3}{0,968 \times 77 \times 348} = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 8 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{99.9 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 14,20} = 0,030 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{99.9 \times 10^3}{0,985 \times 77 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,78 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.4 : ferrailage des nervures à L'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	Choix	A _{adop} (Cm ²)
ELU	Sens longitudinal (x-x)	Appui	207.60	0,062	0,968	8.00	8HA14	12.31
		Travée	99.9	0,030	0,985	3.78	4HA14	6.15
	Sens transversal (y-y)	Appui	248.61	0.074	0.962	9.64	8HA14	12.31
		Travée	131.68	0.040	0.980	5.01	4HA14	6.15

VII-8-5 : Vérification à l'état limite ultime :

1-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua} = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.72 \text{ cm}^2$
 En travée : $A_{ut} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.72 \text{ cm}^2$ } (Condition vérifiée)

2-Armatures transversales :

❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

a-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

b-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 20 ; 12(1.4) \} = 16.8 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

1- Sens longitudinal :

$$M_{tu} \max = 298.42 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{298.42 \times 10^3}{400 \times 770} = 0.96$$

$$\tau_u = 0.96 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

2- Sens transversal :

$$3- M_{tu} \max = 283.92 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{283.92 \times 10^3}{400 \times 770} = 0.92$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

VII-8-6 : Vérifications à l'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

1-Sens longitudinal :

• En appuis :

$$\mu = 0.030 \Rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{207.60}{116.61} = 1.78$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.78 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.64$$

$$\alpha = 0.0381 < 0.64 \quad (\text{condition vérifiée})$$

• En travée :

$$\mu = 0.062 \Rightarrow \alpha = 0.0801$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{99.9}{56.11} = 1,78$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.78 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.64$$

$$\alpha = 0.0108 < 0.64 \quad (\text{condition vérifiée})$$

2-Sens transversal :

- En appui :

$$\mu = 0.040 \Rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{248.61}{139.94} = 1.77$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.77 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.63$$

$$\alpha = 0.0362 < 0.63 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- En travée

$$\mu = 0.074 \Rightarrow \alpha = 0.0962$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{131.68}{74.12} = 1.77$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.77 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.63$$

$$\alpha = 0.0362 < 0.63 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\alpha = 0.0362 < 0.63 \quad (\text{condition vérifiée})$$

VII-9- Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2.$$



Chapitre VIII :
Etude de mur plaque

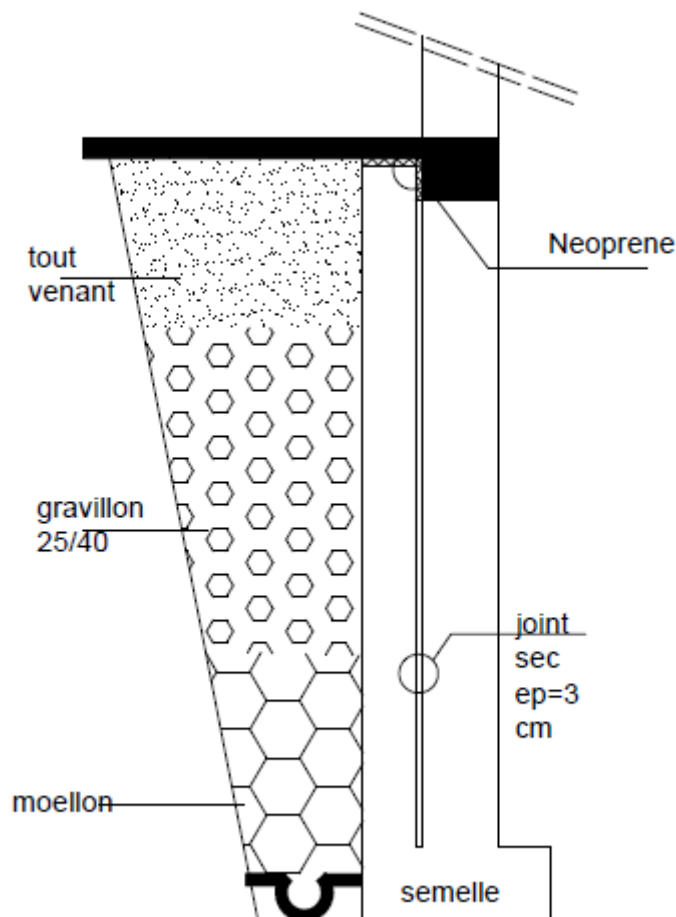
VIII- ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT**1. Introduction :**

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

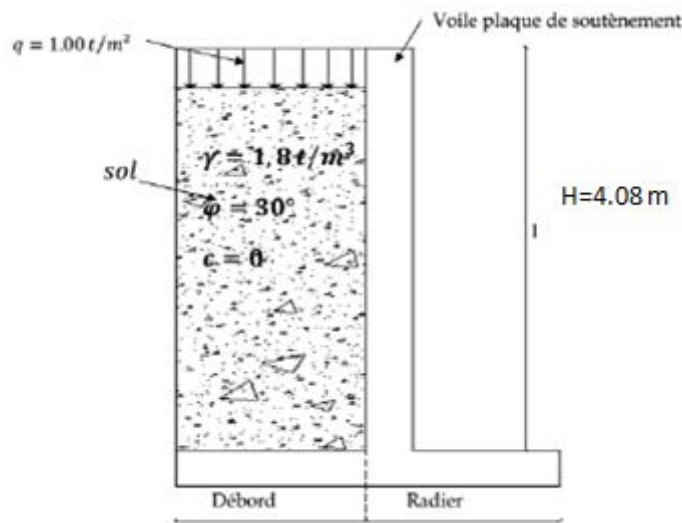
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.



2. Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

2-a) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :



Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement : $\phi = 30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$

2-b) Contrainte de sollicitations :

Dans notre cas, on a un sol frottant ($\phi \neq 0, C = 0$). Le voile (l'écran) est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres qui s'exercent sur sa face, qui sont σ_h et σ_v

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

ϕ : Angle de frottement interne.

K_0 : coefficient de poussée des terres.

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_0 = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] \Rightarrow \text{Poussée active.} \\ k_0 = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] \Rightarrow \text{Poussée passive.} \end{array} \right.$$

Donc :

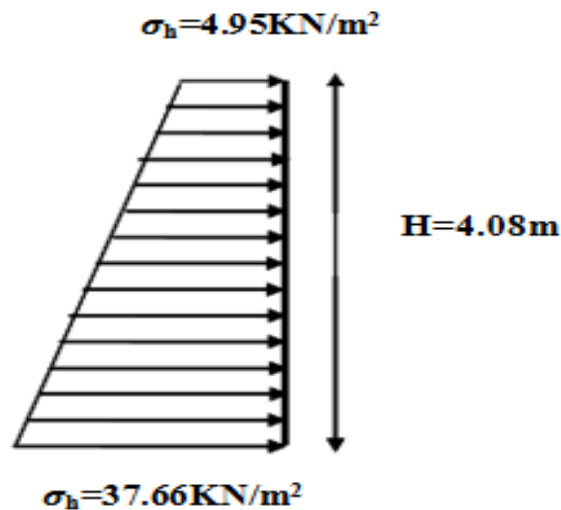
$$k_0 = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

A) A l'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5q)$$

Pour $H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 4.95 \text{ KN/m}^2$

Pour $H = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 37.66 \text{ KN/m}^2$

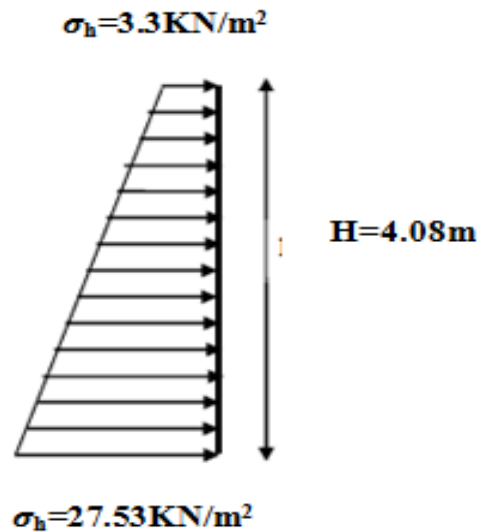


B) A l'ELS:

$$\sigma_h = K_a (q + \gamma \cdot H)$$

Pour $H=0 \rightarrow \sigma_1 = 3.3 \text{ KN/m}^2$

Pour $H=4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 27.53 \text{ KN/m}^2$



2-c) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU} : P_u = \frac{(3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}) \cdot 1m}{4} = 29.48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : P_s = \frac{(3\sigma'_{h2} + \sigma'_{h1}) \cdot 1m}{4} = 21.47 \text{ KN/ml}$$

1) Calcul à l'ELU :

a) Détermination des moments :

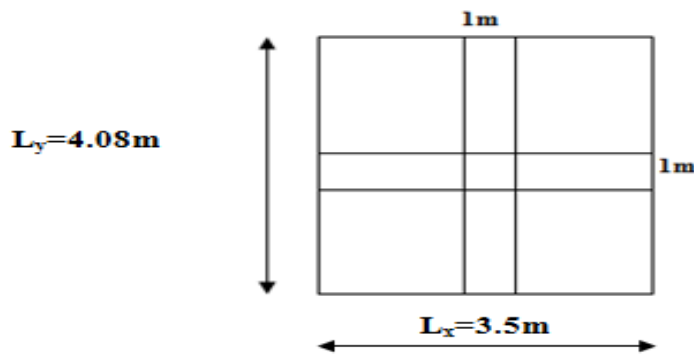
La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0.3M (appuis de rive).
 - 0.5M (autres appuis).

$$L_x = 3,5 \text{ m}$$

$$L_y = 4,08 \text{ m}$$



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85$$

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

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,05 \text{ et } \mu_y = 0,68$$

Dans le sens X-X :

$$M_{ux} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 18.05 \text{ KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 12.27 \text{ KN.m}$$

b) Correction des moments :

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ux} = 0.5 \times 18.05 = 9.25 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_{ux} = 0.85 \times 18.05 = 15.34 \text{ KN.m}$.

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{uy} = 0.5 \times 12.27 = 6.135 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_{uy} = 0.85 \times 12.27 = 10.42 \text{ KN.m}$.

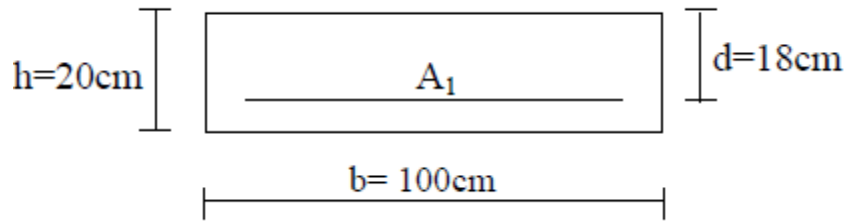
Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2 \Rightarrow A \geq 2\text{cm}^2.$$



Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de diamètre $\phi 8$.

c) Ferrailage :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	e (cm)
X-X	Appuis	9.25	0.020	0.392	SSA	0.990	1.49	2	5HA12 =5.65	20
	Travée	15.34	0.034	0.392	SSA	0.983	2.49	2	5HA12 =5.65	20
Y-Y	Appuis	6.135	0.014	0.392	SSA	0.993	0.98	2	5HA12 =5.65	20
	Travée	10.42	0.022	0.392	SSA	0.989	1.68	2	5HA12 =5.65	20

2) Calcul à l'ELS :

$\rho = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,05$ et $\mu_y = 0,68$

a) Détermination des moments :

Dans le sens X-X :

$M_{sx} = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.05 \times 21.47 \times (3.5)^2 = 13.15 \text{ KN.m}$

Dans le sens Y-Y :

$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0.68 \times 13.15 = 8.942 \text{ KN.m}$

b) Correction des moments :

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{ux} = 0.5 \times 13.15 = 6.575 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_{ux} = 0.85 \times 13.15 = 11.17 \text{ KN.m}$.

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{uy} = 0.5 \times 8.942 = 4.471 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_{uy} = 0.85 \times 8.942 = 7.6 \text{ KN.m}$.

c) Vérification à l'ELS :

1) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes est dispensable

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

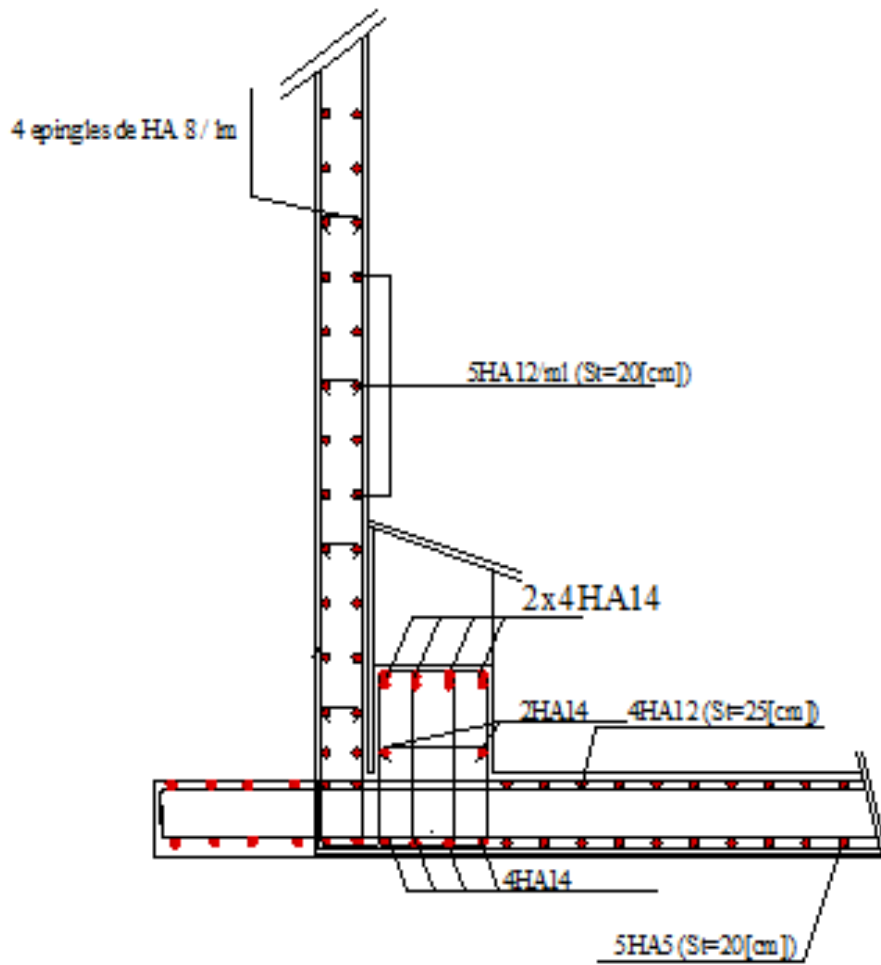
sens	zone	M _u	M _s	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
X-X	Appuis	9.25	6.575	1.406	0.0252	0.453	Vérifiée
	Travée	15.34	11.17	1.373	0.0432	0.436	Vérifiée
Y-Y	Appuis	6.135	4.471	1.372	0.0176	0.436	Vérifiée
	Travée	10.42	7.60	1.371	0.0279	0.435	Vérifiée

2) Vérification de la flèche :

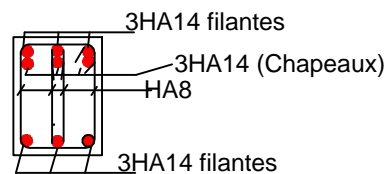
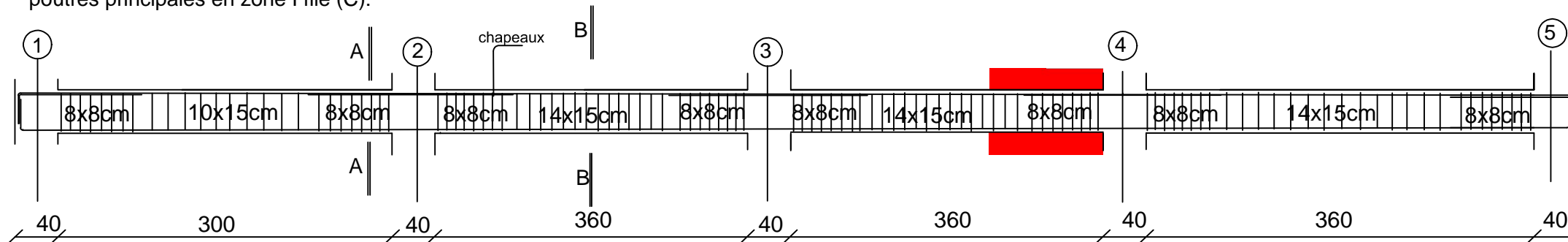
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u} \\ \frac{h}{l_x} = \frac{20}{350} = 0.05 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{10.42}{20 \times 15.34} = 0.033 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

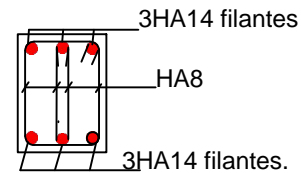
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



poutres principales en zone I file (C):

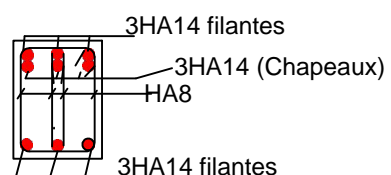
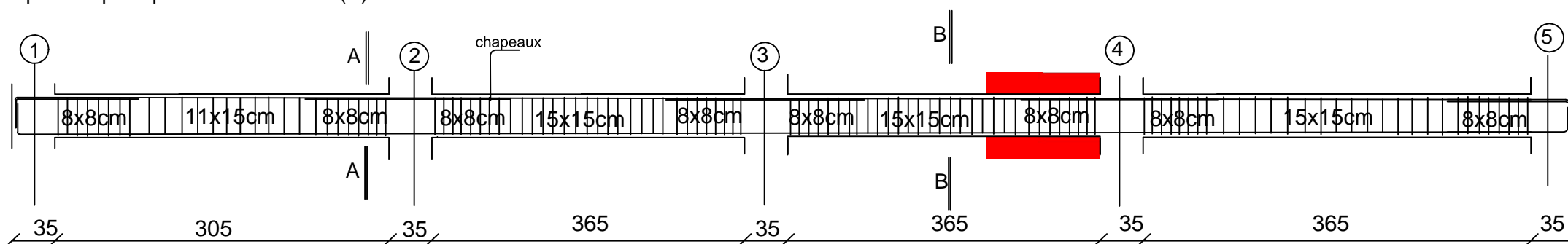


En appuis (coupe A-A)

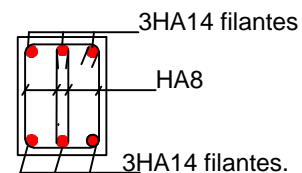


En appuis (coupe B-B)

poutres principales en zone II file (C):

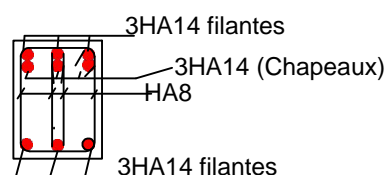
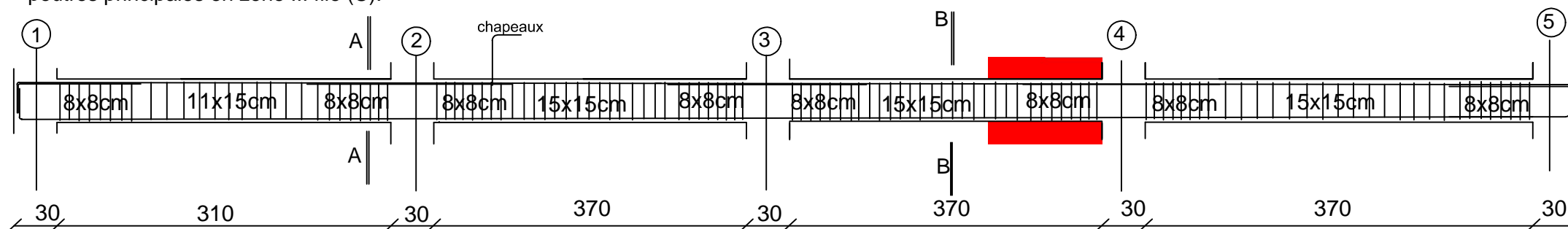


En appuis (coupe A-A)

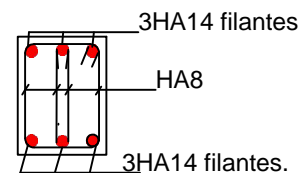


En appuis (coupe B-B)

poutres principales en zone III file (C):



En appuis (coupe A-A)



En appuis (coupe B-B)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de Ferrailage des poutres principales

8Ygglb' dUF:

Melle TESBIA Karima
Melle TAKOURABT Razika

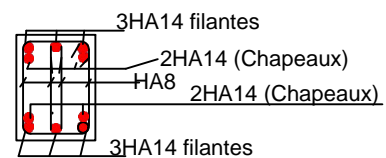
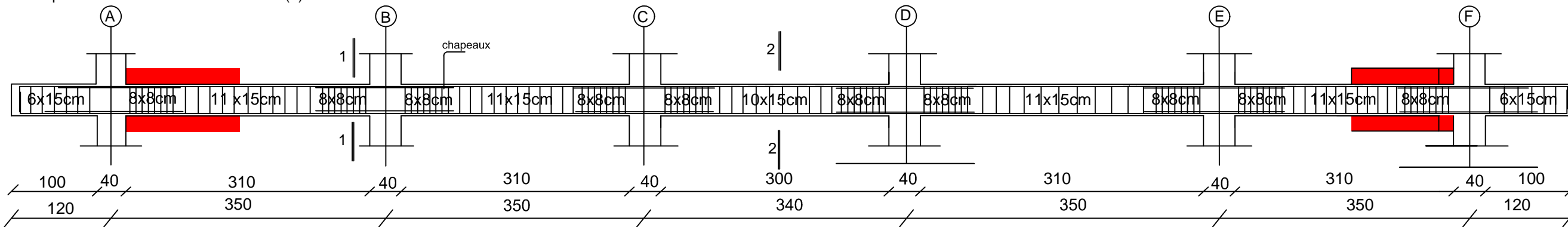
PROMOTION 2018

8Ifll' f'dUF:

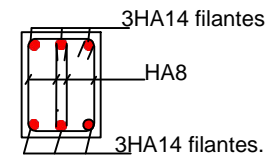
Mme YAHIAOUI.S

Echelle : 1/50

poutres secondaires en zone I file (6):

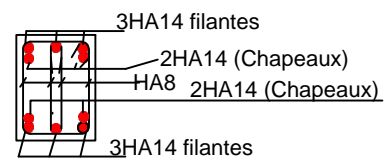
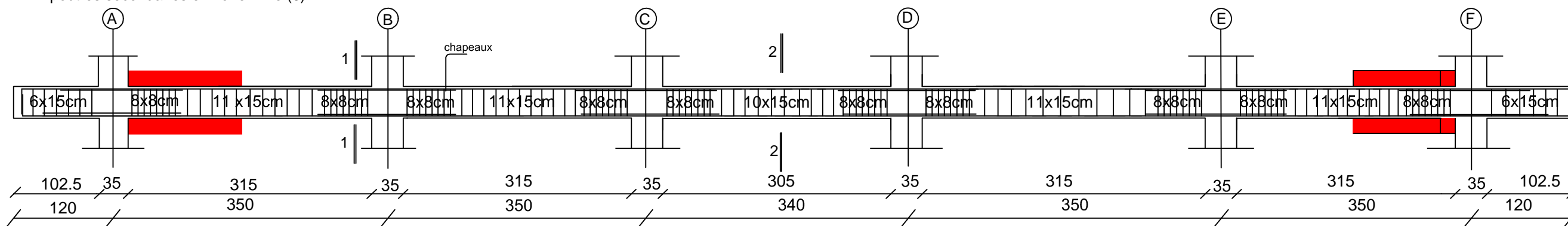


En appuis (coupe 1-1)

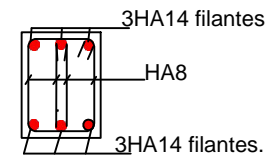


En travée (coupe 1-1)

poutres secondaires en zone II file (6):

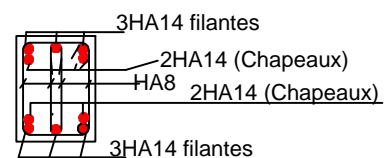
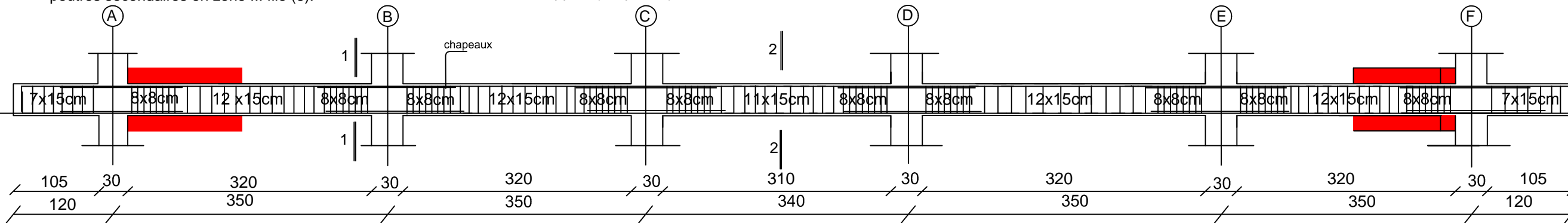


En appuis (coupe 1-1)

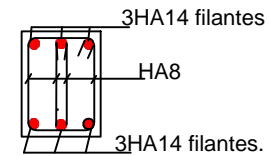


En travée (coupe 1-1)

poutres secondaires en zone III file (6):



En appuis (coupe 1-1)



En travée (coupe 1-1)

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de Ferrailage des poutres secondaires

8 Yggblf dUF:	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
8 fll f dUF:	Mme YAHIAOUI.S	Echelle : 1/50

coffrage et ferrailage des poteaux

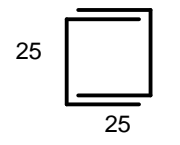
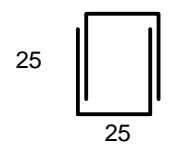
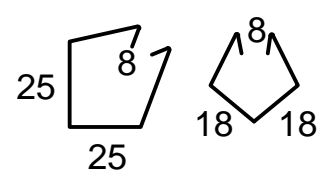
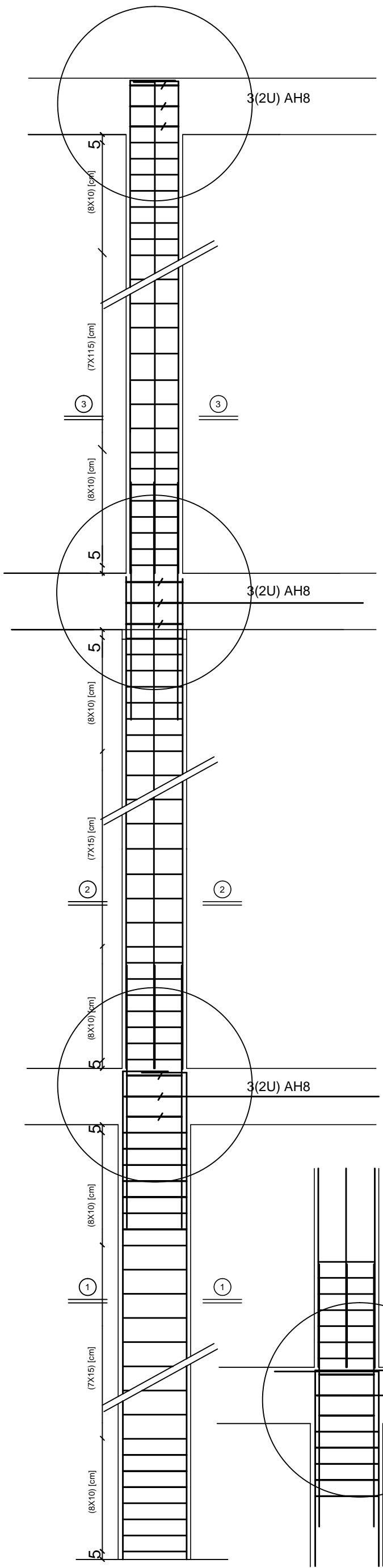
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

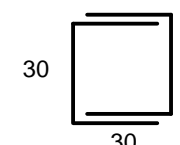
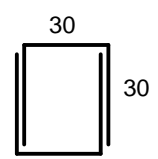
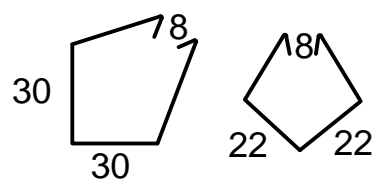
ZONE III

ZONE II

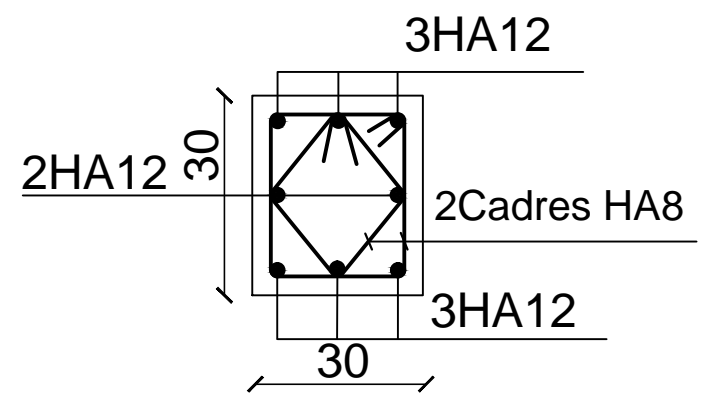
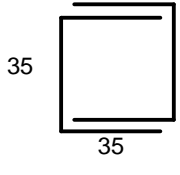
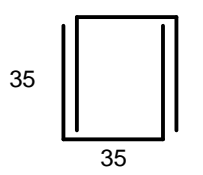
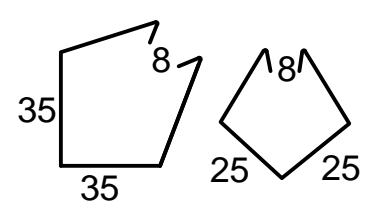
ZONE I



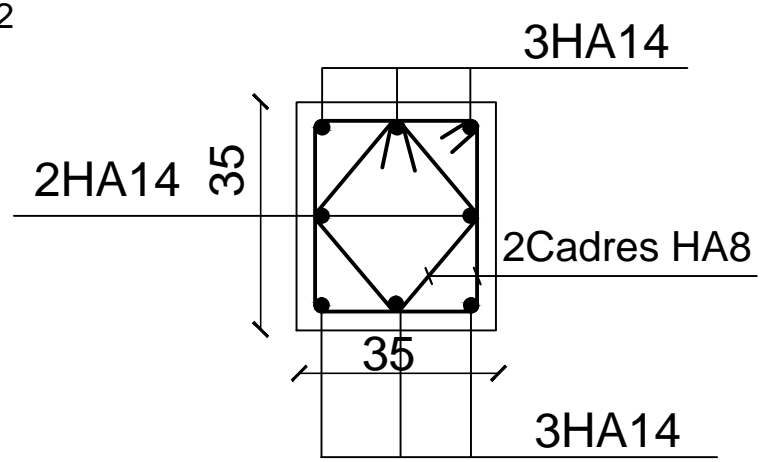
3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



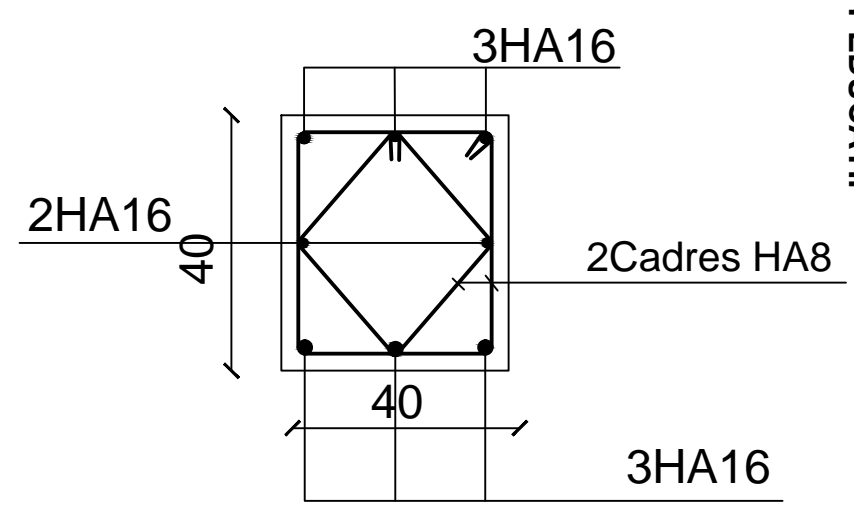
3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



-COUPE 3-3-



-COUPE 2-2-



-COUPE 1-1-

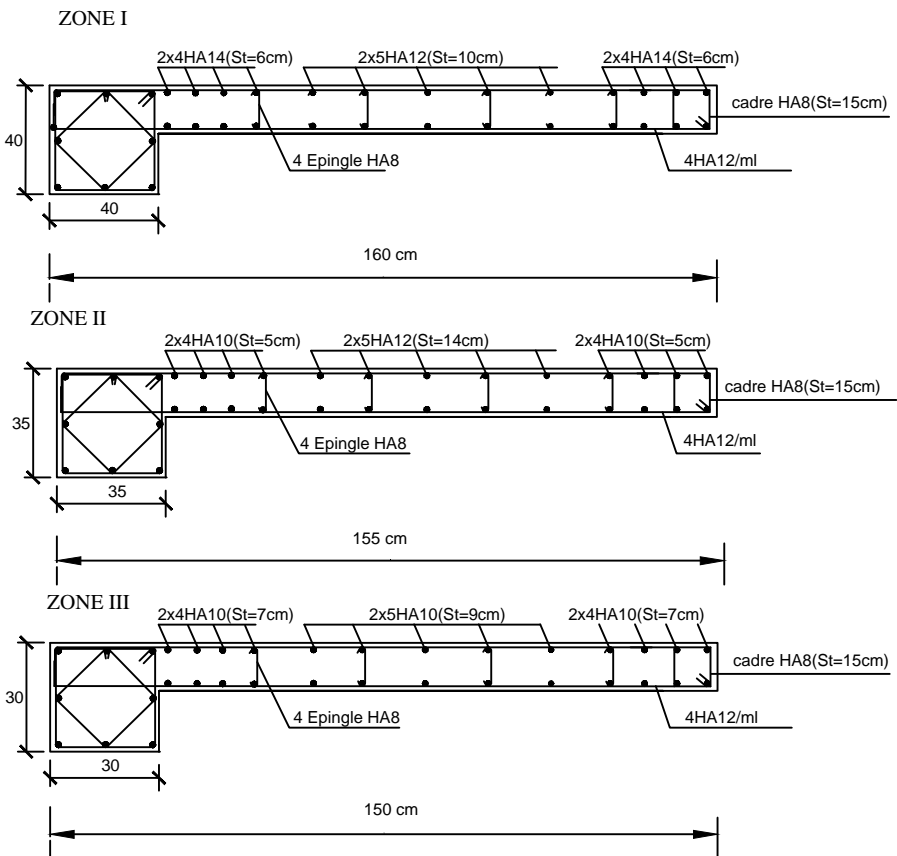
f² vckmg'f w'f ko kpwkqp'f g'ugevkqp

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de Ferrailage des poteaux centraux		
8 Ygg]bf' dUF'.	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
8]f[f' dUF'.	Mme YAHIAOUI.S	Echelle : 1/50

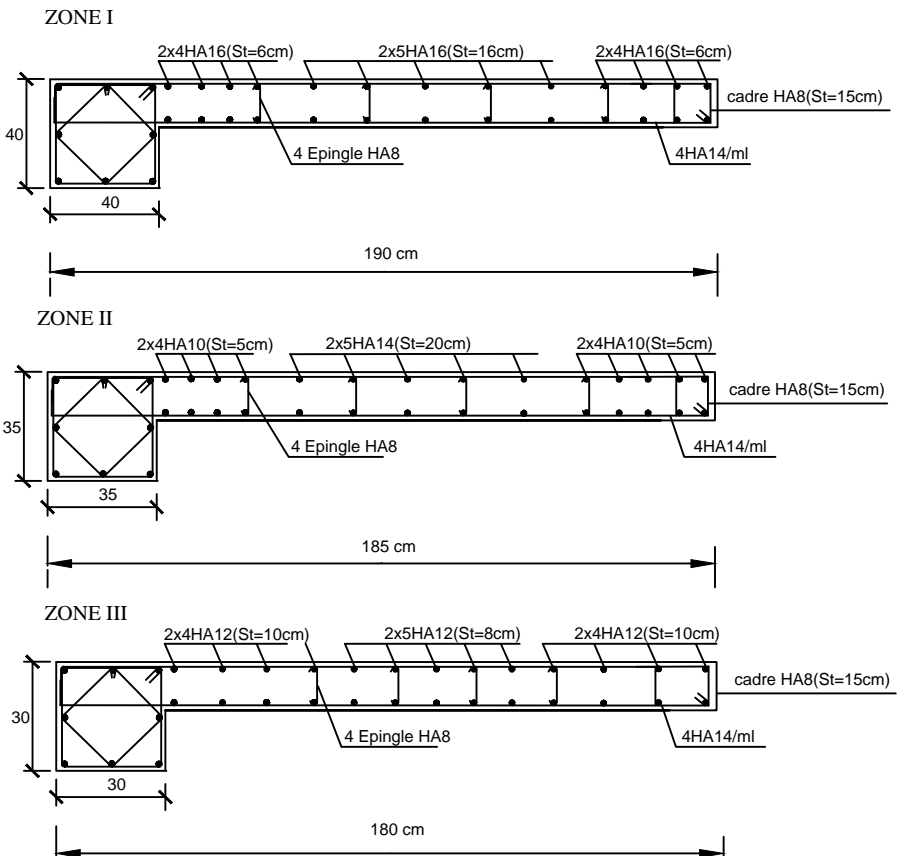
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VOILES LONGITUDINAUX

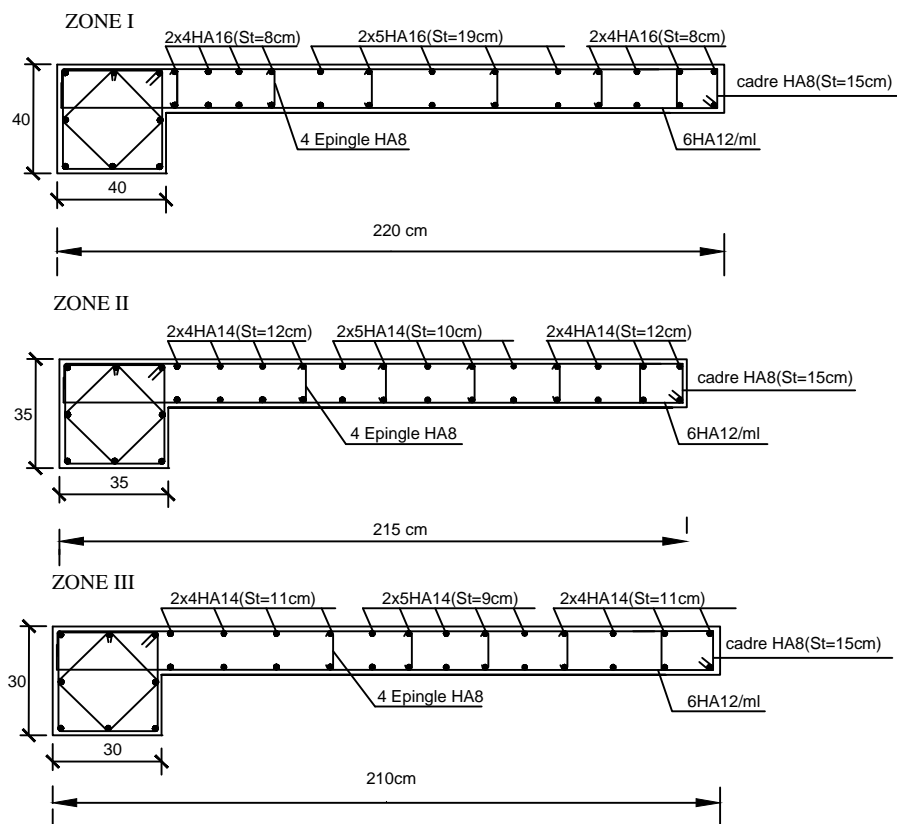
Voile VL1 (L=1.2 m)



Voile VL2 (L=1.5 m)

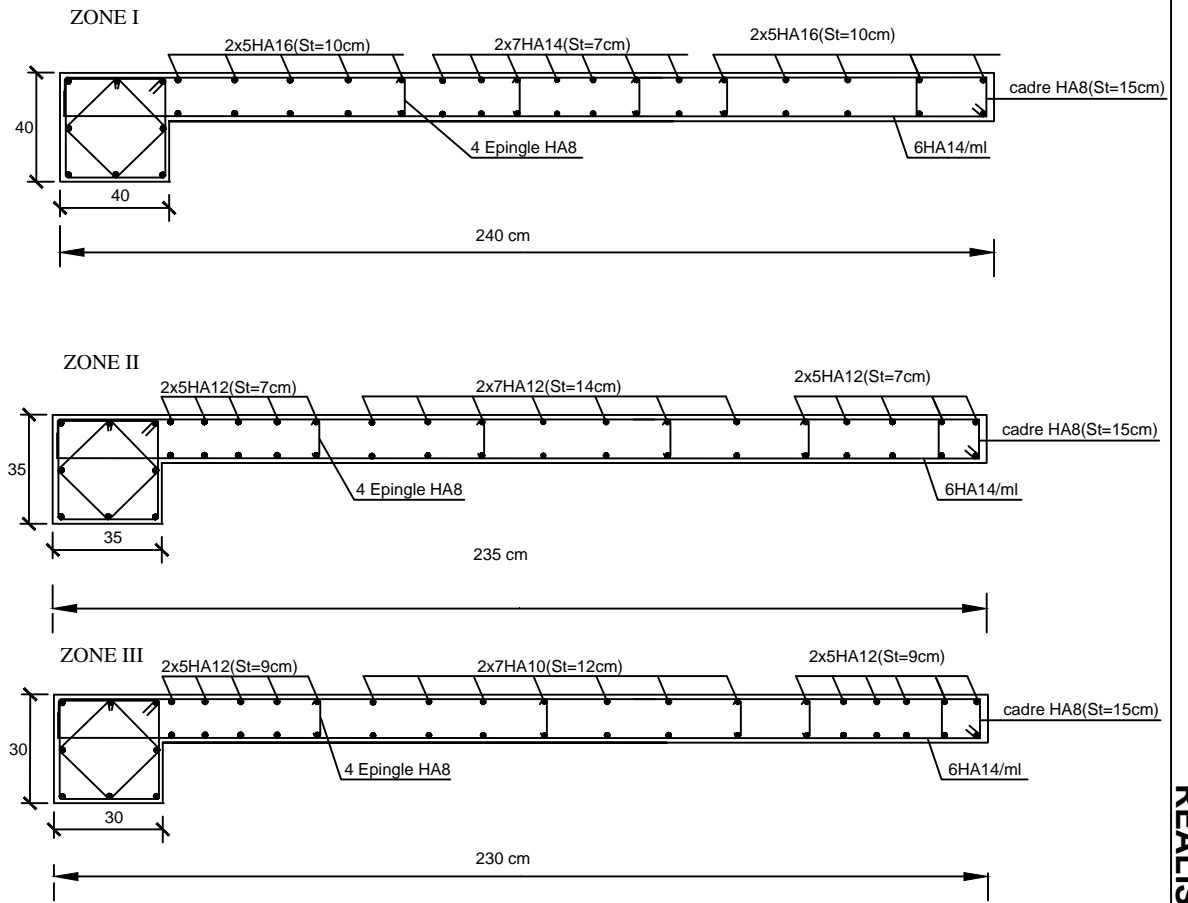


Voile VL3 (L=1.8 m)

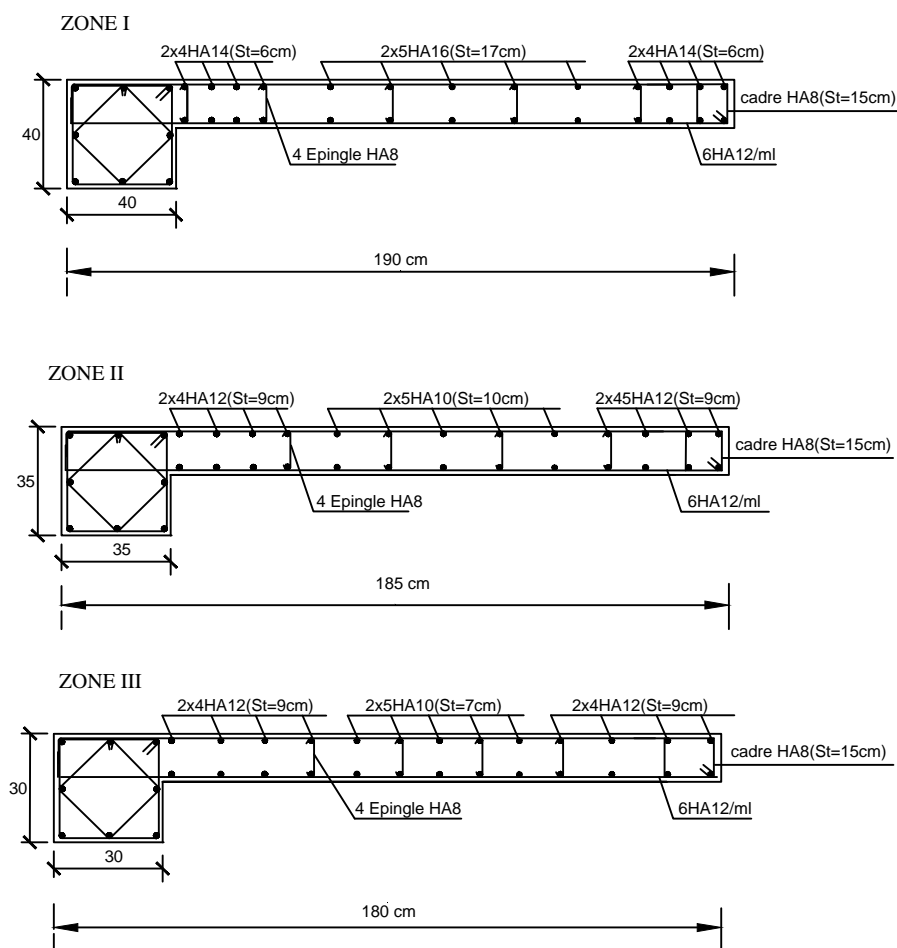


VOILES TRANSVERSAUX

Voile VT1 (L=2 m)



Voile VT2 (L=1.5 m)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle TESBIA Karima
Melle TAKOURABT Razika

DIRIGE PAR :

Mr YAHIAOUI S

PROMOTION 2017-2018

TITRE:

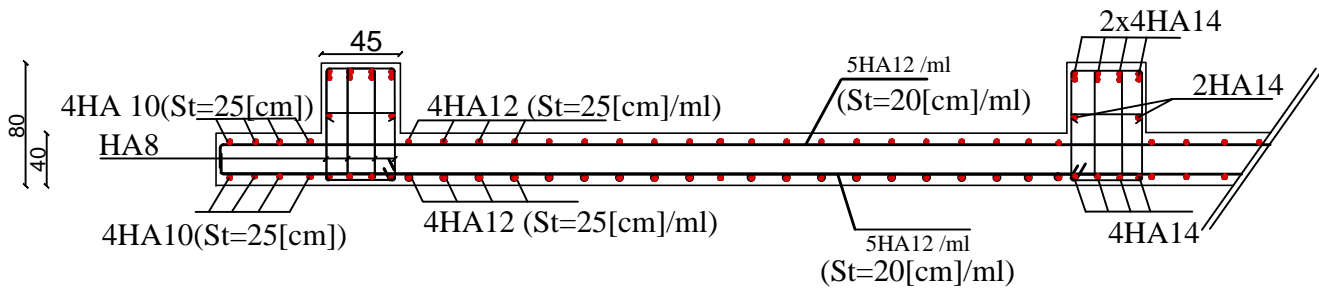
Coffrage des voiles

ECHELLE: 1/50

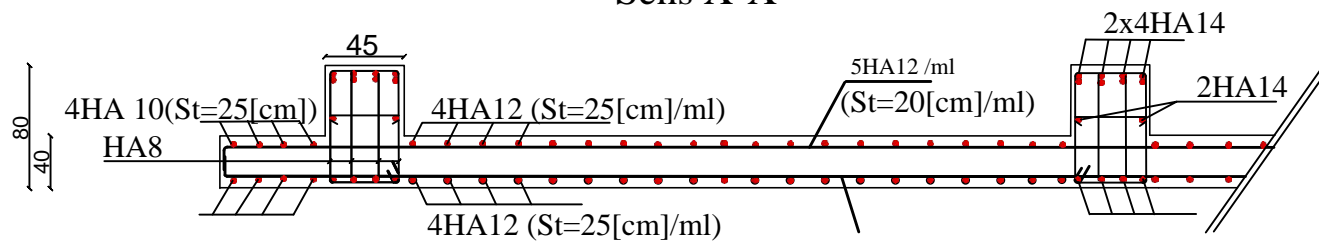
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

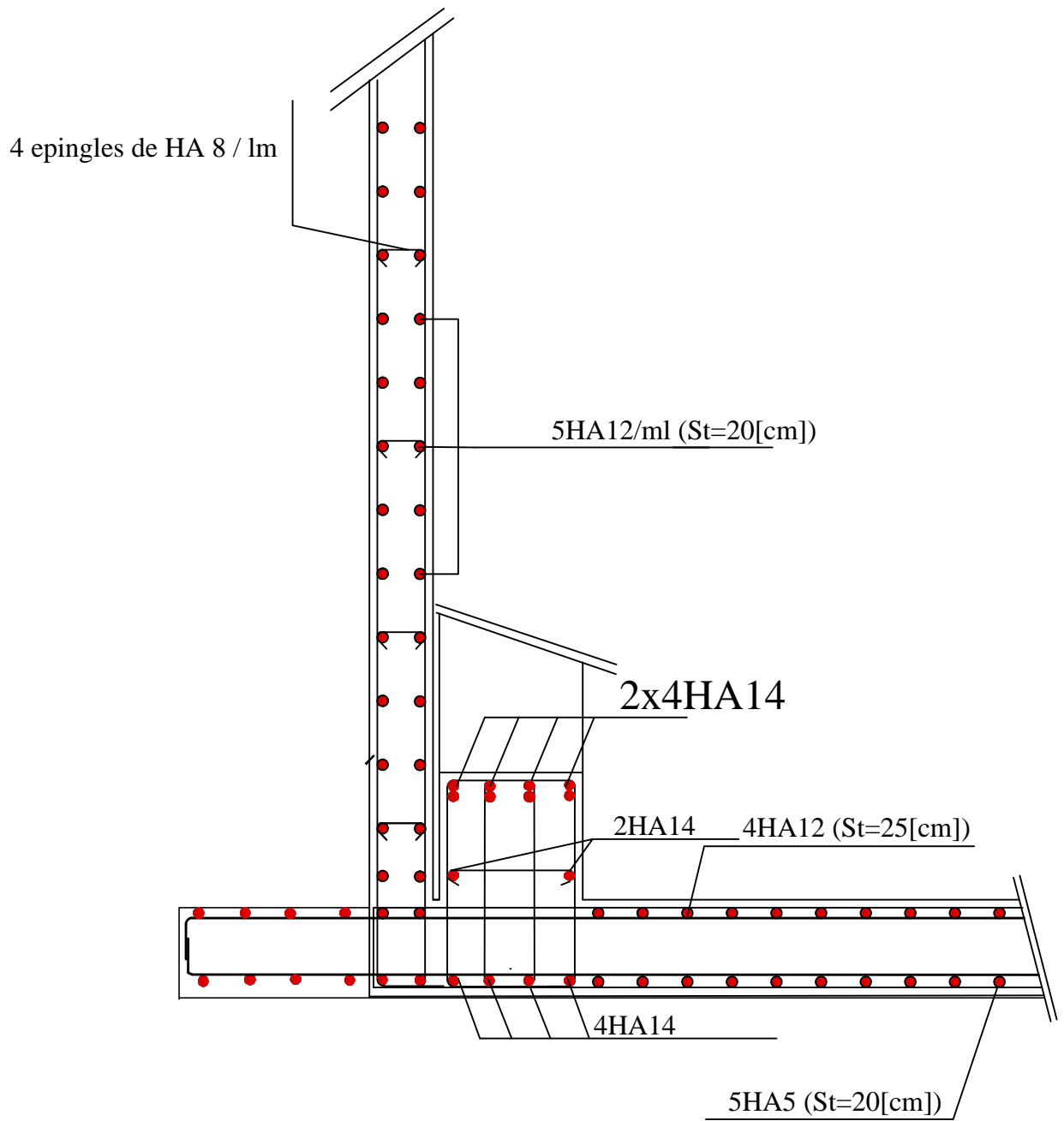
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferrailage du radier Ech:1/100



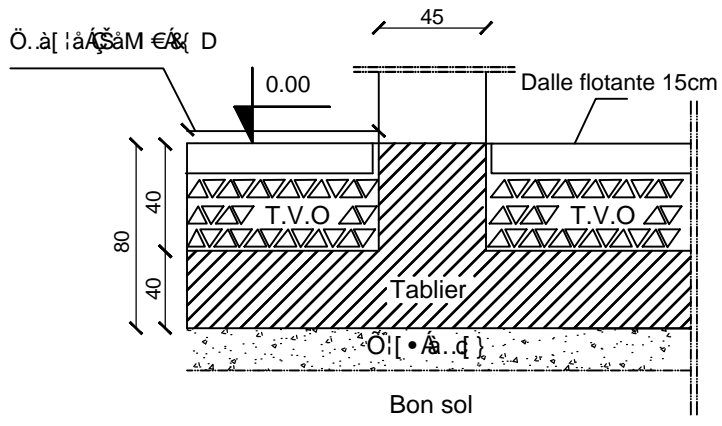
Sens X-X



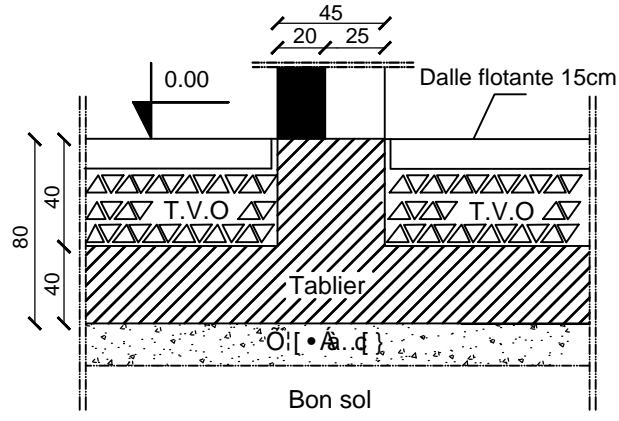


Ferrailage du mur plaque

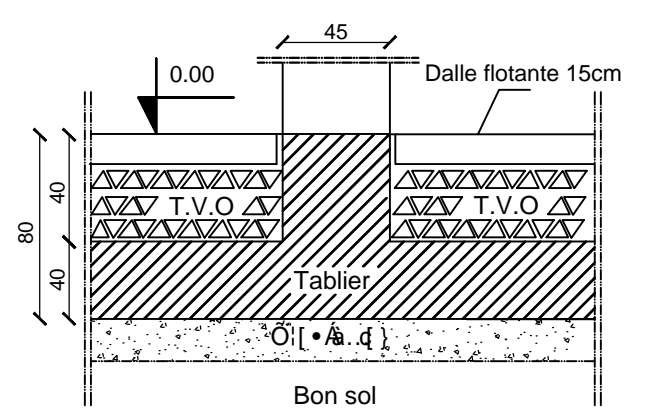
Coupe 1-1



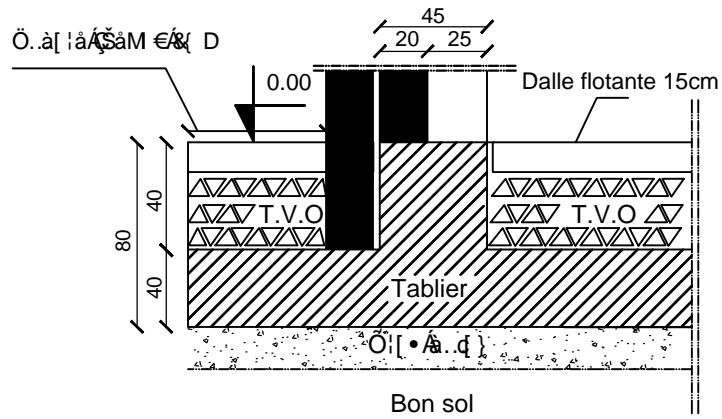
Coupe 2-2



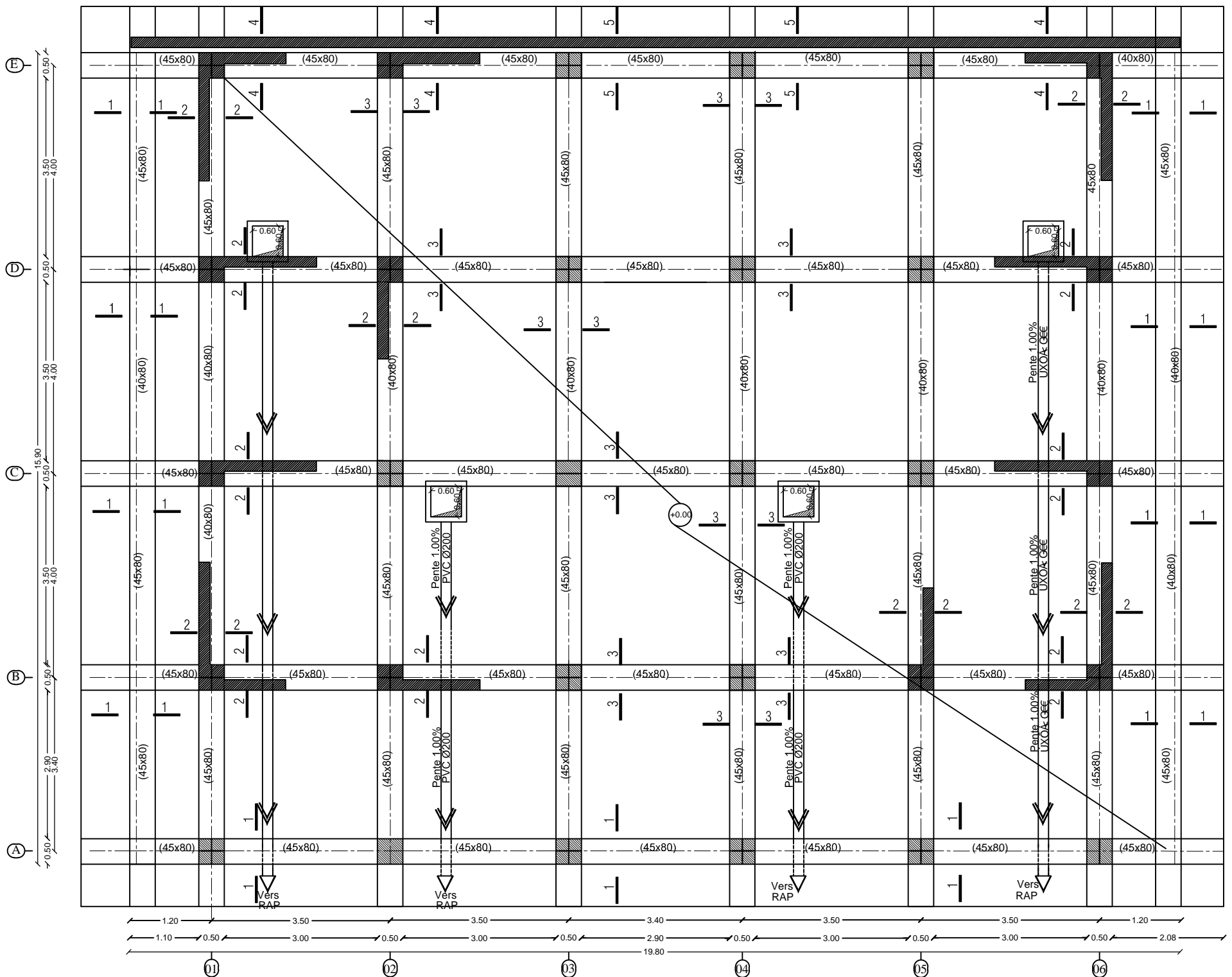
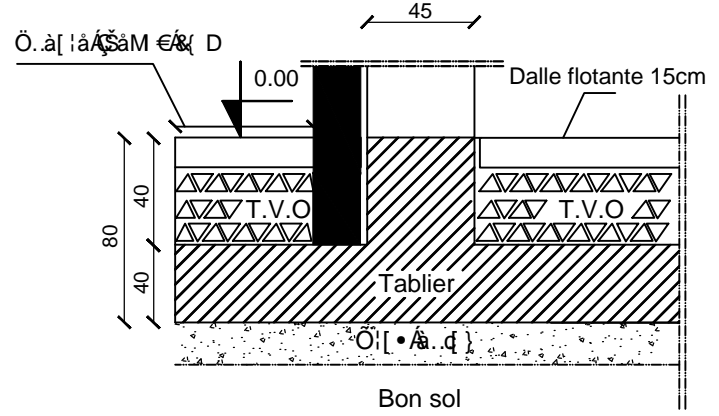
Coupe 3-3



Coupe 4-4



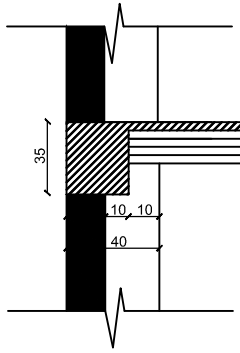
Coupe 5-5



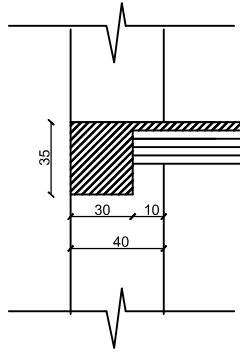
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Coffrage des fondations		
8 Yggjbf dUF :	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
8 f f dUF :	Mme YAHIAOUI S	Echelle : 1/50

Poutres principales

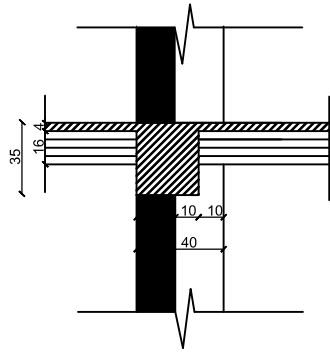
Coupe A-A



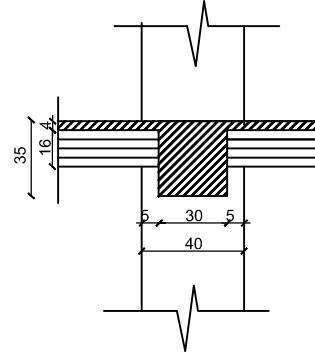
Coupe A'-A'



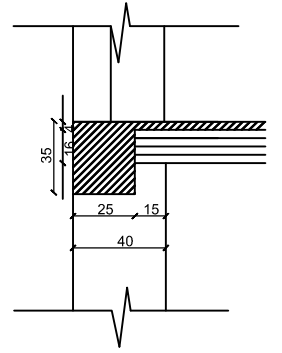
Coupe B-B



Coupe B'-B'

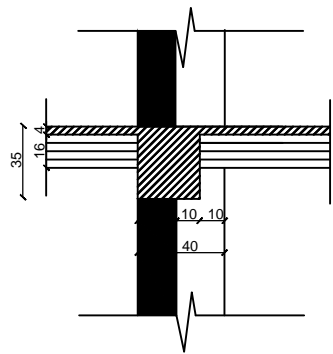


Coupe C-C

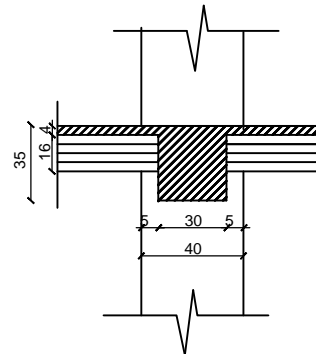


Poutres secondaires

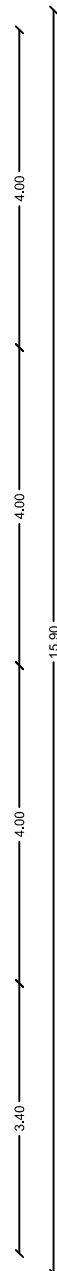
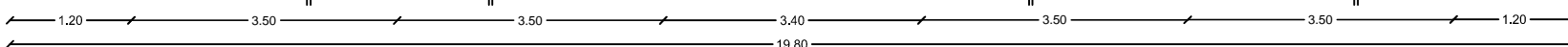
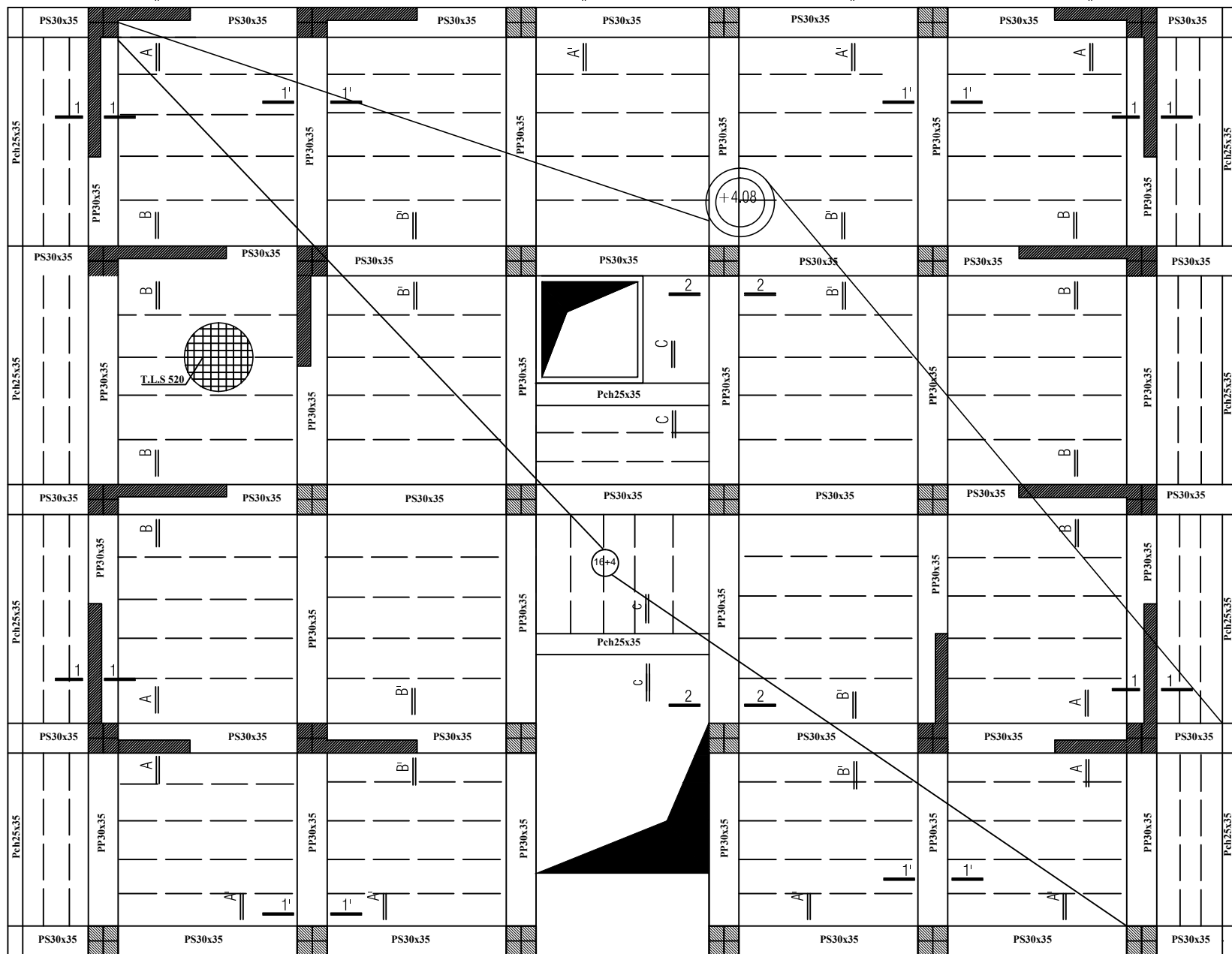
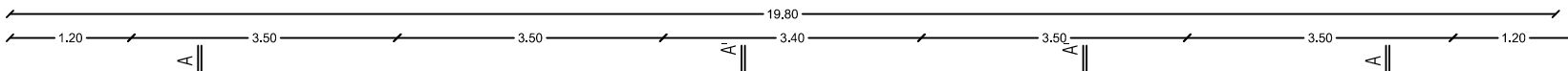
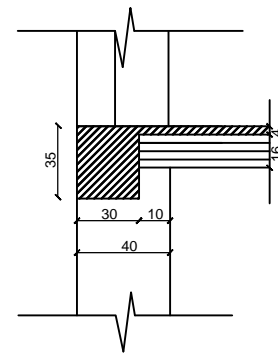
Coupe 1-1



Coupe 1'-1'



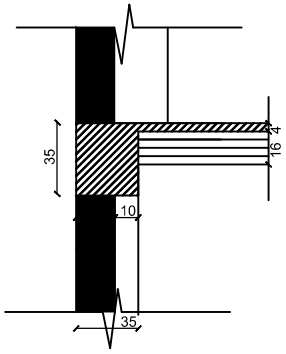
Coupe 2-2



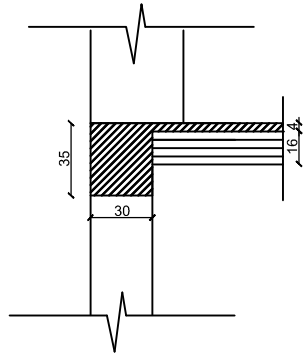
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵏ ⵏ ⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵏ ⵏ ⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵏ ⵏ ⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵏ		
8Yggjbf dUF :	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
8fj f dUF :	Mme YAHIAOUI S	Echelle : 1/50

Poutres principales

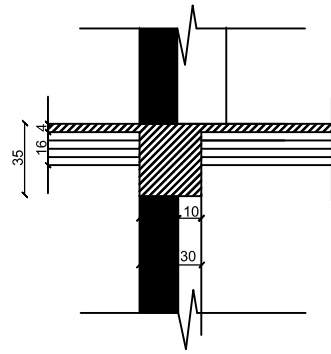
Coupe A-A



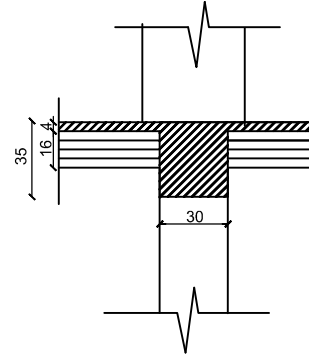
Coupe A'-A'



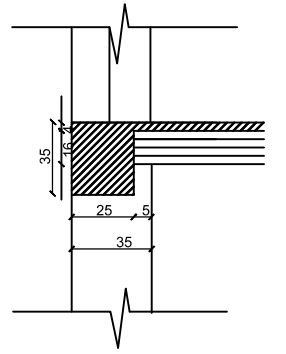
Coupe B-B



Coupe B'-B'

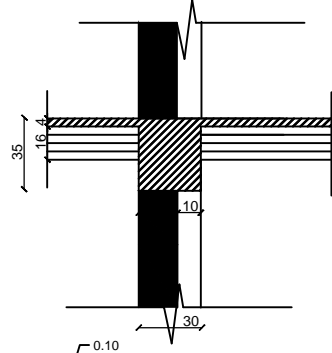


Coupe C-C

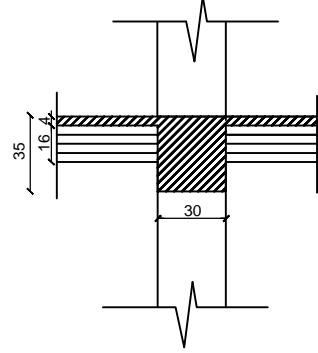


Poutres secondaires

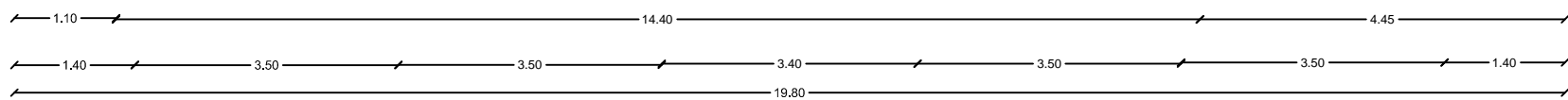
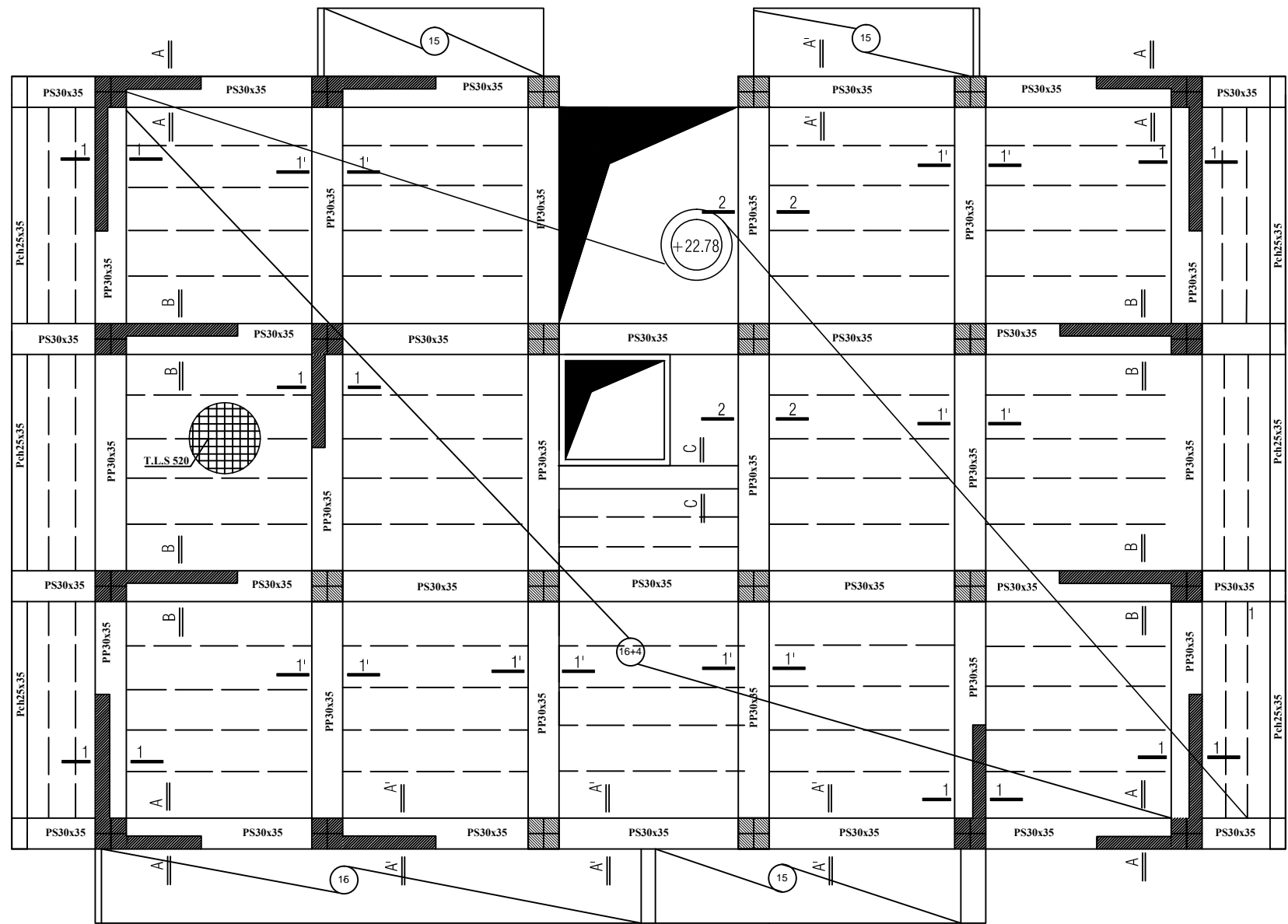
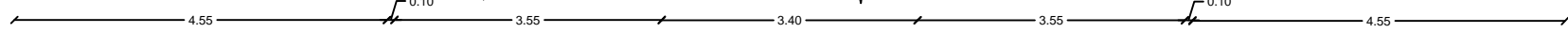
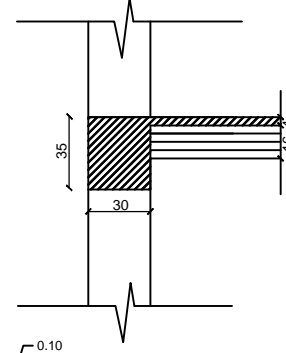
Coupe 1-1



Coupe 1'-1'



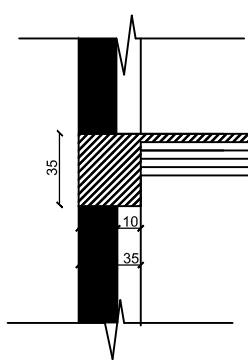
Coupe 2-2



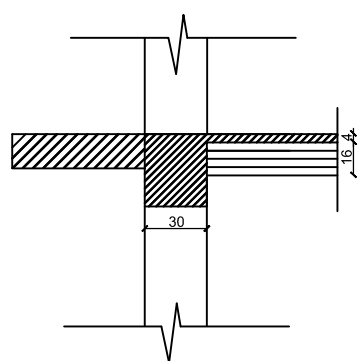
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵓⵏⵉⵔ		
Dessiné par :	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
Dirigé par :	Mme YAHIAOUI.S	Echelle : 1/50

Poutres principales

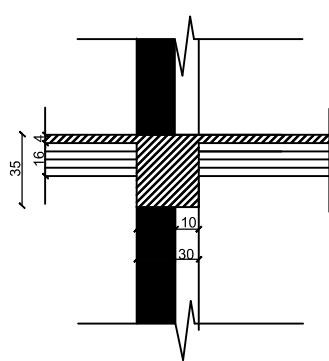
Coupe A-A



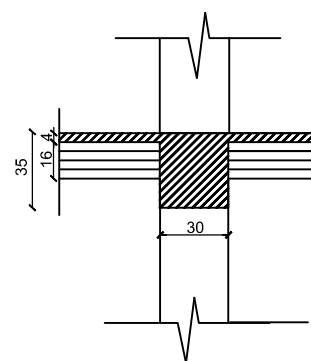
Coupe A'-A'



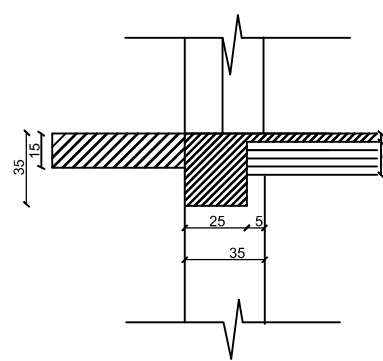
Coupe B-B



Coupe B'-B'

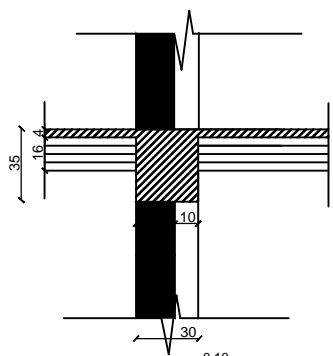


Coupe C-C

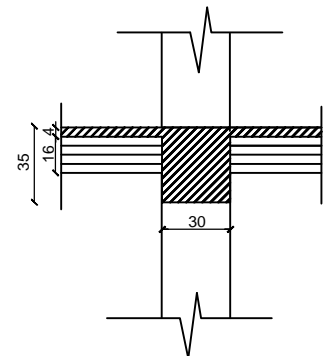


Poutres secondaires

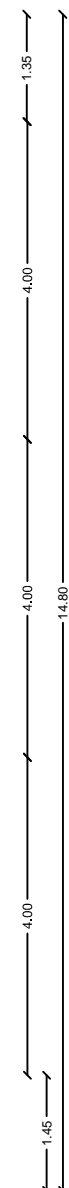
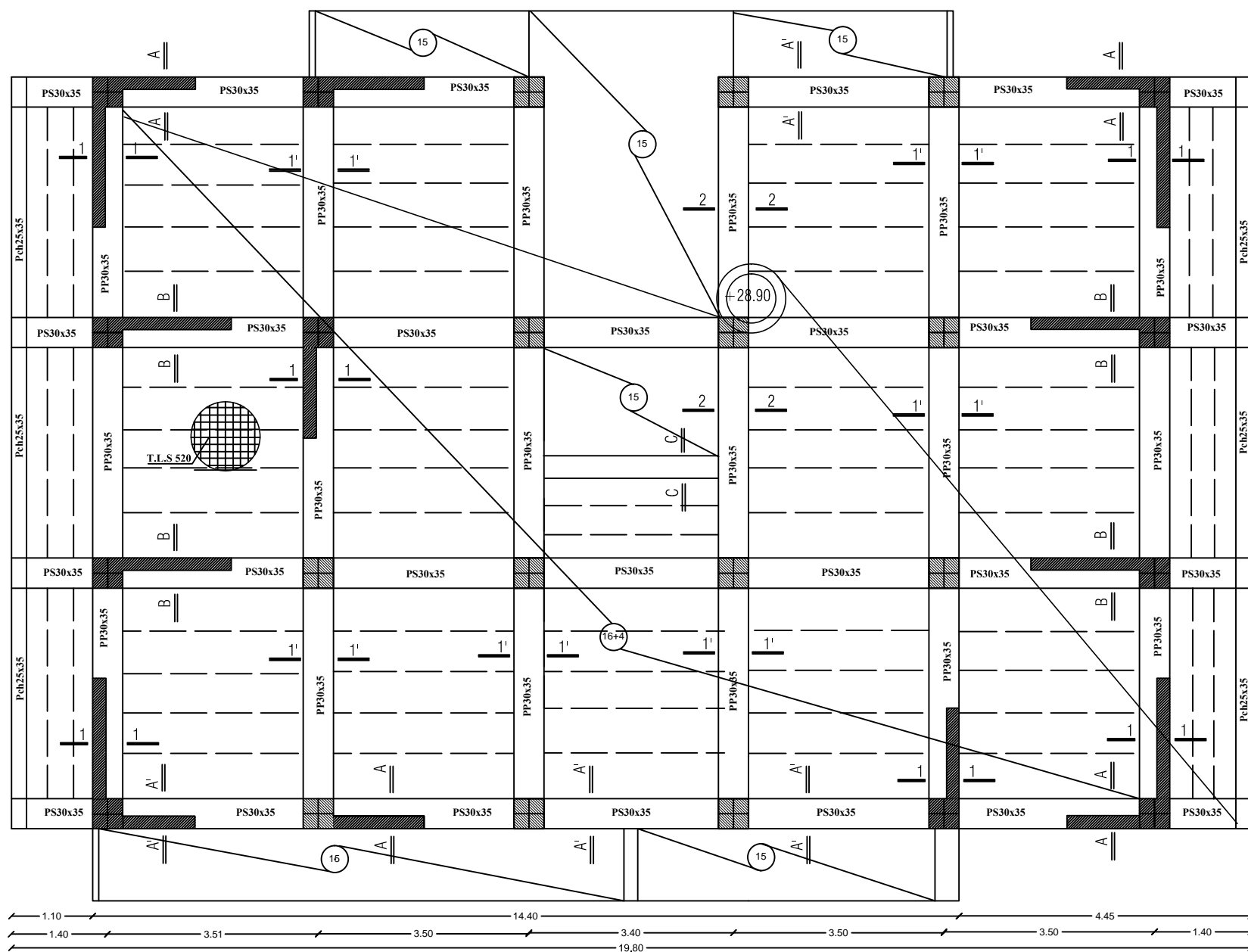
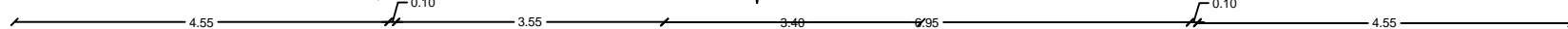
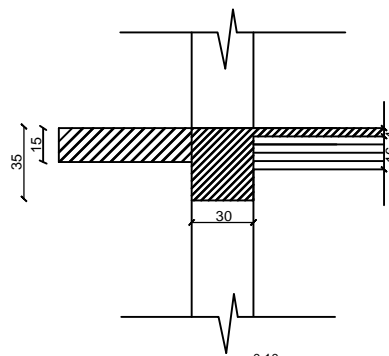
Coupe 1-1



Coupe 1'-1'



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ⵏⵉⵎⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵉⵔ ⵏ ⵓⵏⵉⵎⵉⵔ		
Dessiné par :	Melle TESBIA Karima Melle TAKOURABT Razika	PROMOTION 2018
Dirigé par :	Mme YAHIAOUI.S	Echelle : 1/50

Bibliographie

Règlements :

BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)

Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).

DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.