

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

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

Option : Constructions civils et industriels.

THEME

*Etude d'une structure (R+8+2 S-SOL) à usage multiple
(Habitation ; commercial et bureaux)
Contreventé par voiles modélisé*

Avec le logiciel ETABS



Dirigé par :

Mr: Mansouri, A

Etudié par :

Mlle: Kaddache Nabila

PROMOTION 2019/2020

Remerciement

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. A. MANSOURI pour ses orientations et conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À ma grande - mère

À mon frère : Nabil.

À mes sœurs : Lynda, Chahira, et leurs maris

À mes sœurs : Thileli, Tinhinane.

À mes neveux : Abdou et Zinou et Aala Eddine.

À mes nièces : Israa et Mila.

À mon cher fiancé Ali et sa famille.

À mes copines : Sonia, Dihia, Djamila

À mes amis : Nourdine, Amirouche, Aghiles,

À tous mes camarades.

À toute la promotion 2019-2020.

NABILA

Sommaire

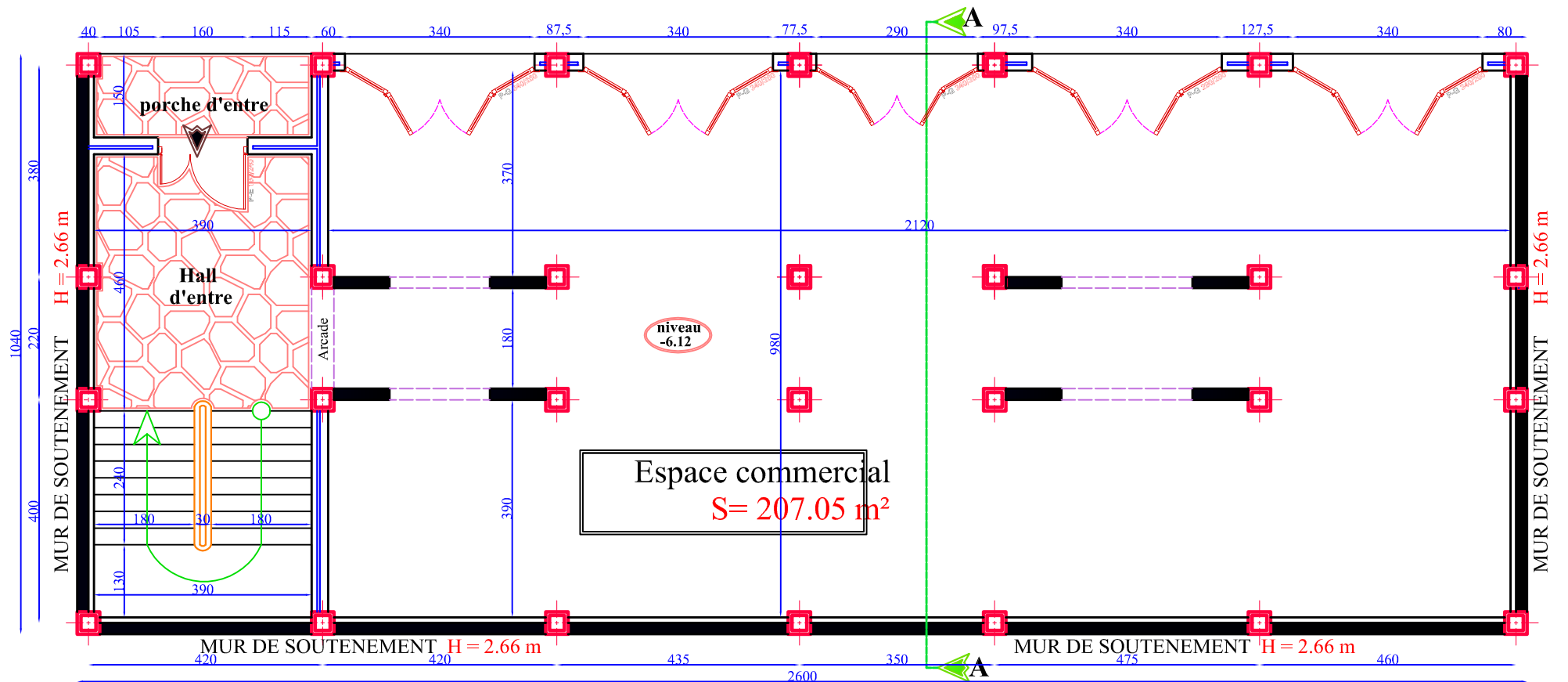
Introduction générale

<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage</i>	<i>2-10</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>	<i>11-28</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	
<i>III.1. L'acrotère</i>	<i>29-36</i>
<i>III.2. L'escalier.....</i>	<i>37-55</i>
<i>III.3. Poutre palière.....</i>	<i>56-67</i>
<i>III.4. Les balcons.....</i>	<i>68-73</i>
<i>III.5. Les portes à faux.....</i>	<i>74-79</i>
<i>III.6. Les plancher.....</i>	<i>80-96</i>
<i>III.7. La poutre de chainage.....</i>	<i>97-104</i>
<i>III.8. La dalle salle machine.....</i>	<i>105-113</i>
<i>III.9. La dalle pleine.....</i>	<i>114-118</i>
<i>Chapitre IV : Modélisation de la structure</i>	<i>118-136</i>
<i>Chapitre V : Etude sismique</i>	<i>137-156</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux</i>	<i>157-198</i>
<i>VII.1. Ferrailage des poteaux</i>	<i>157-172</i>
<i>VII.2. Ferrailage des poutres</i>	<i>173-181</i>
<i>VII.3. Ferrailage des voiles</i>	<i>182-198</i>
<i>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</i>	<i>199-218</i>
<i>Chapitre VIII : Voile périphérique</i>	<i>219-223</i>

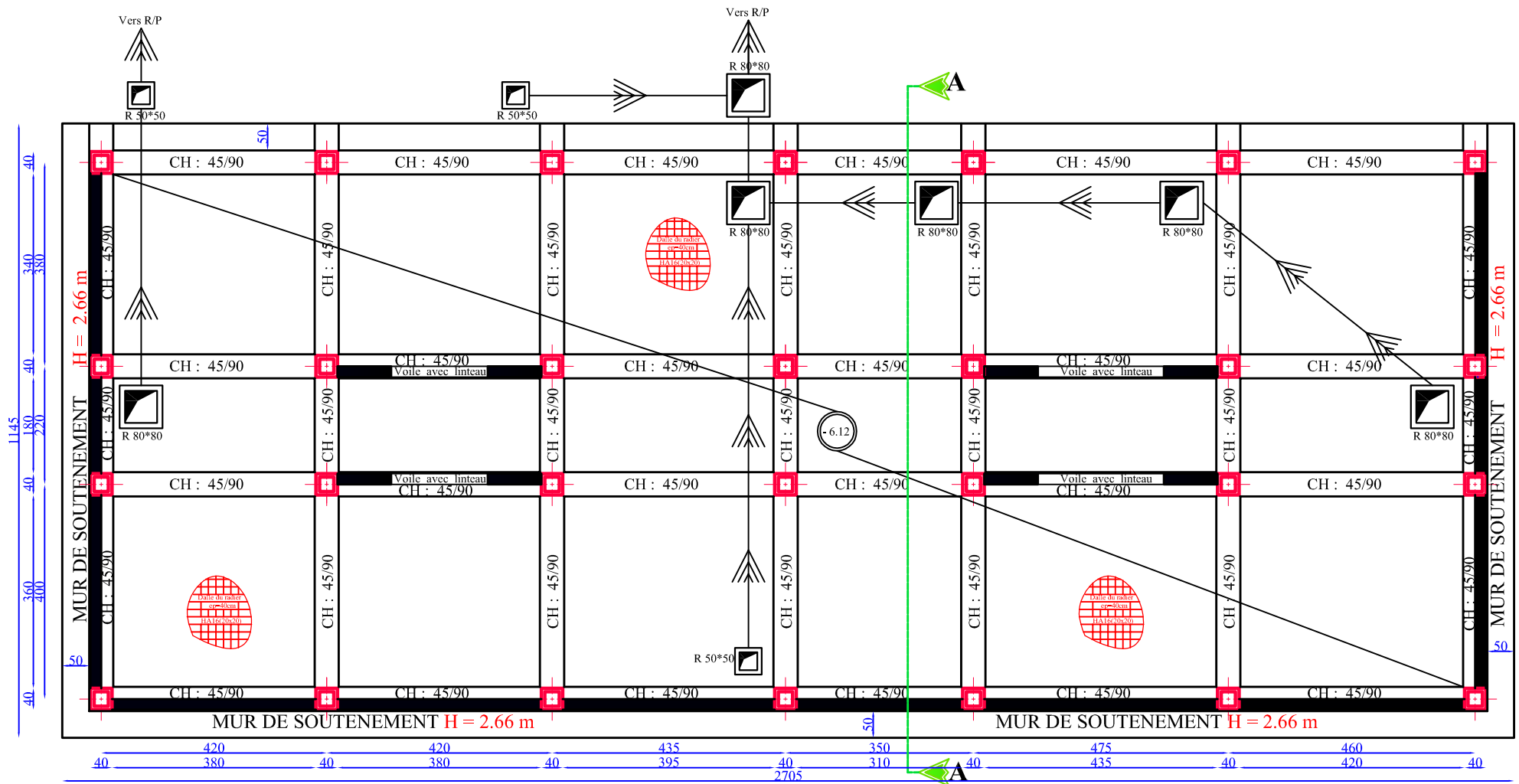
Conclusion générale

Bibliographie

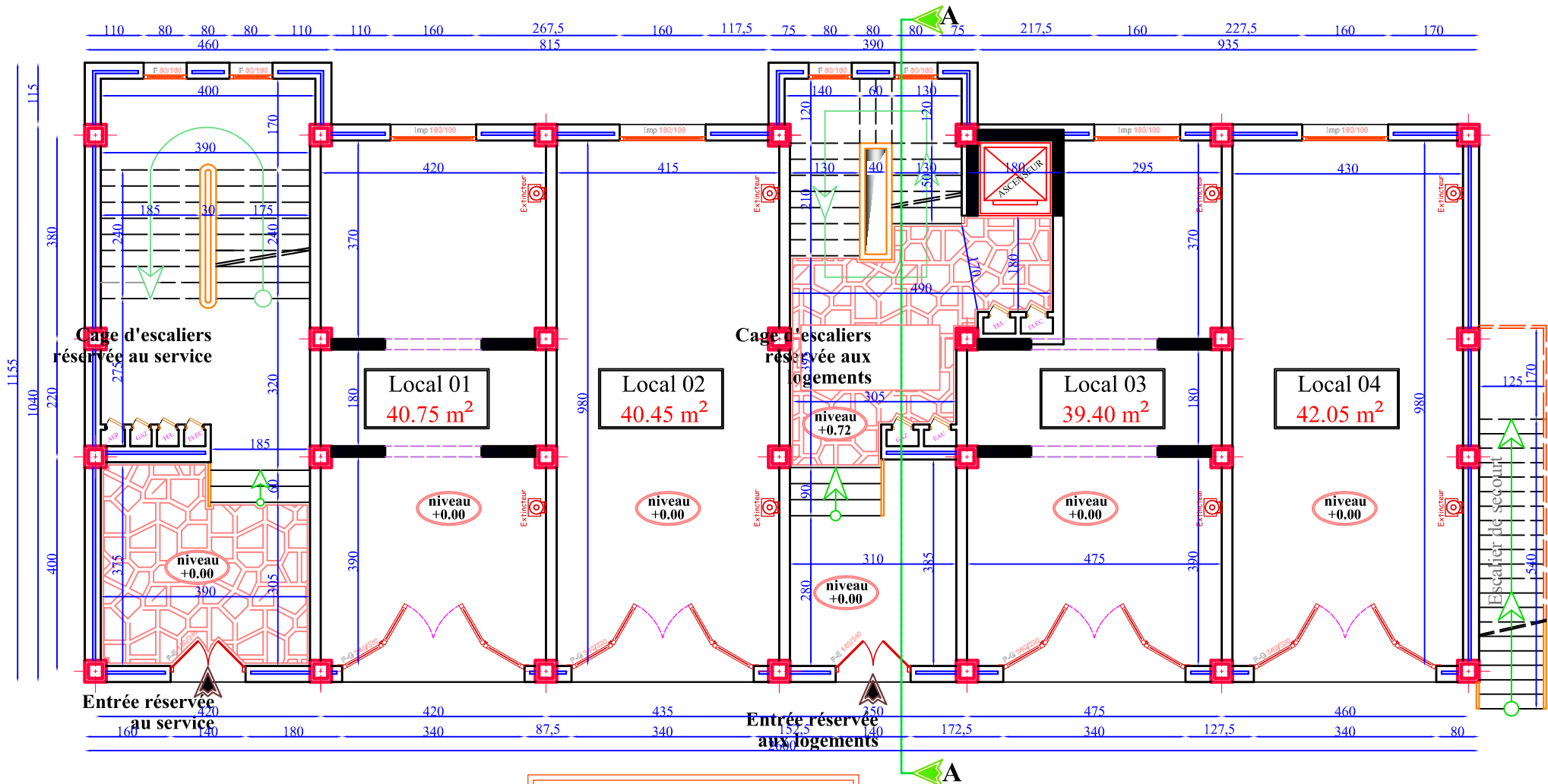
Plans d'architecture



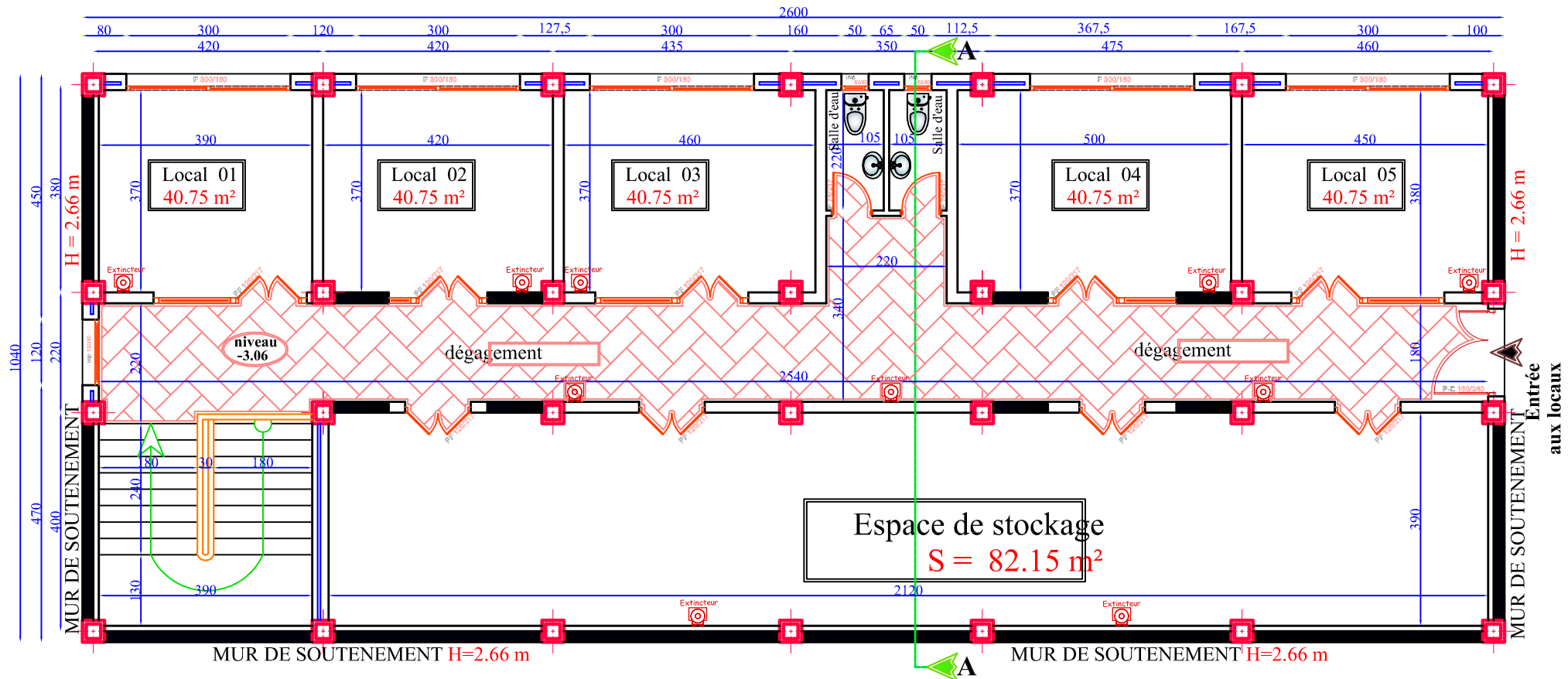
PLAN SOUS SOL 02



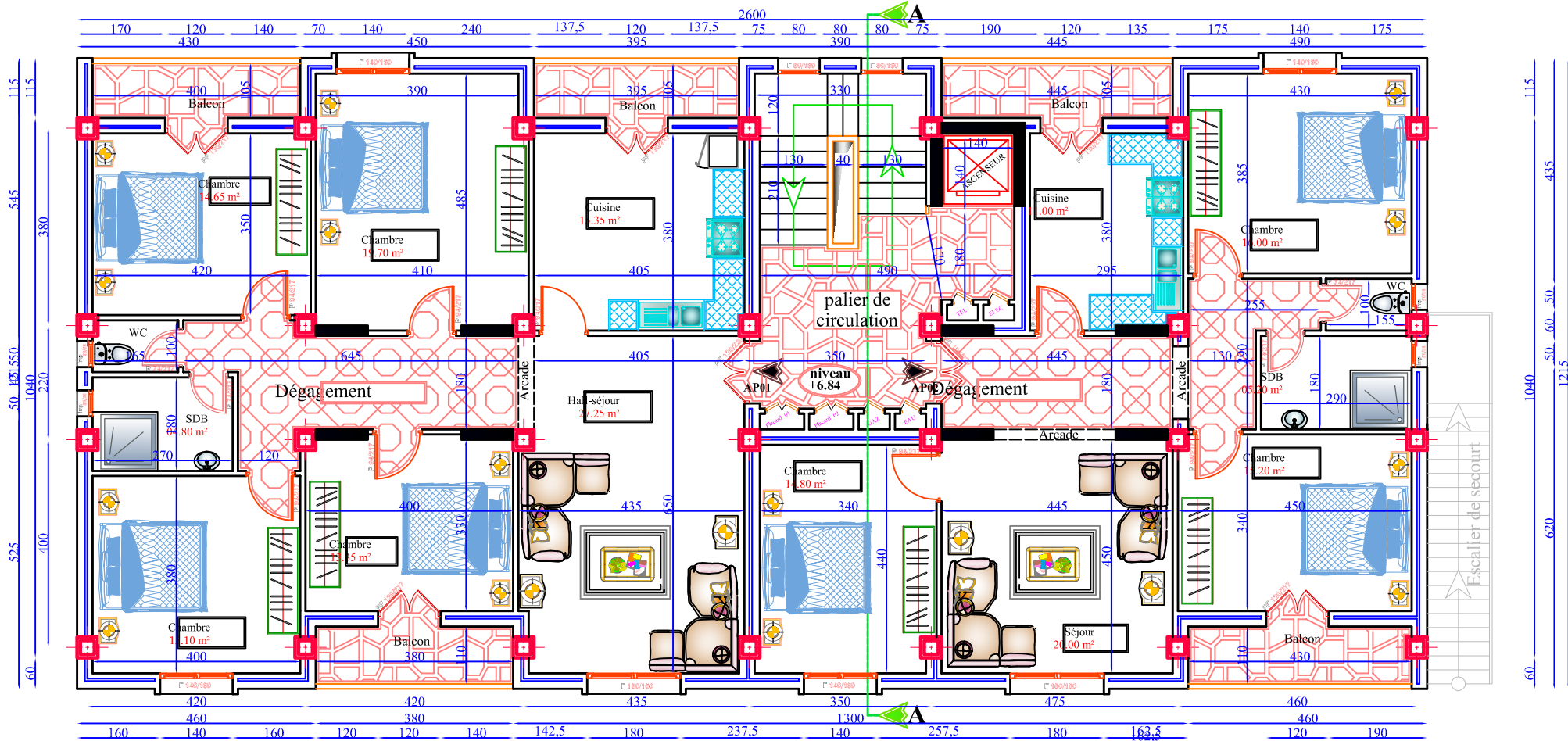
PLAN FONDATION



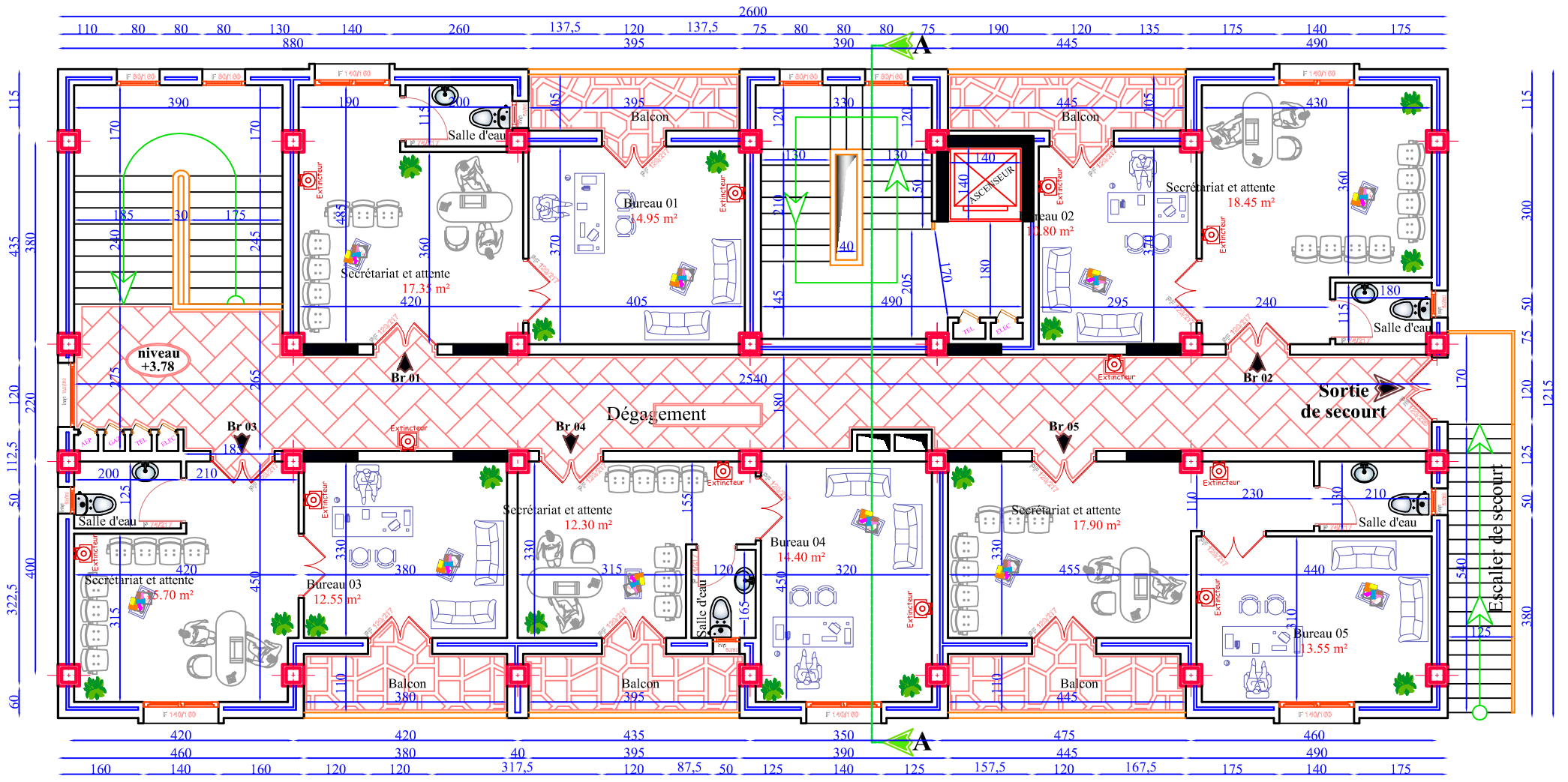
PLAN DE RDC



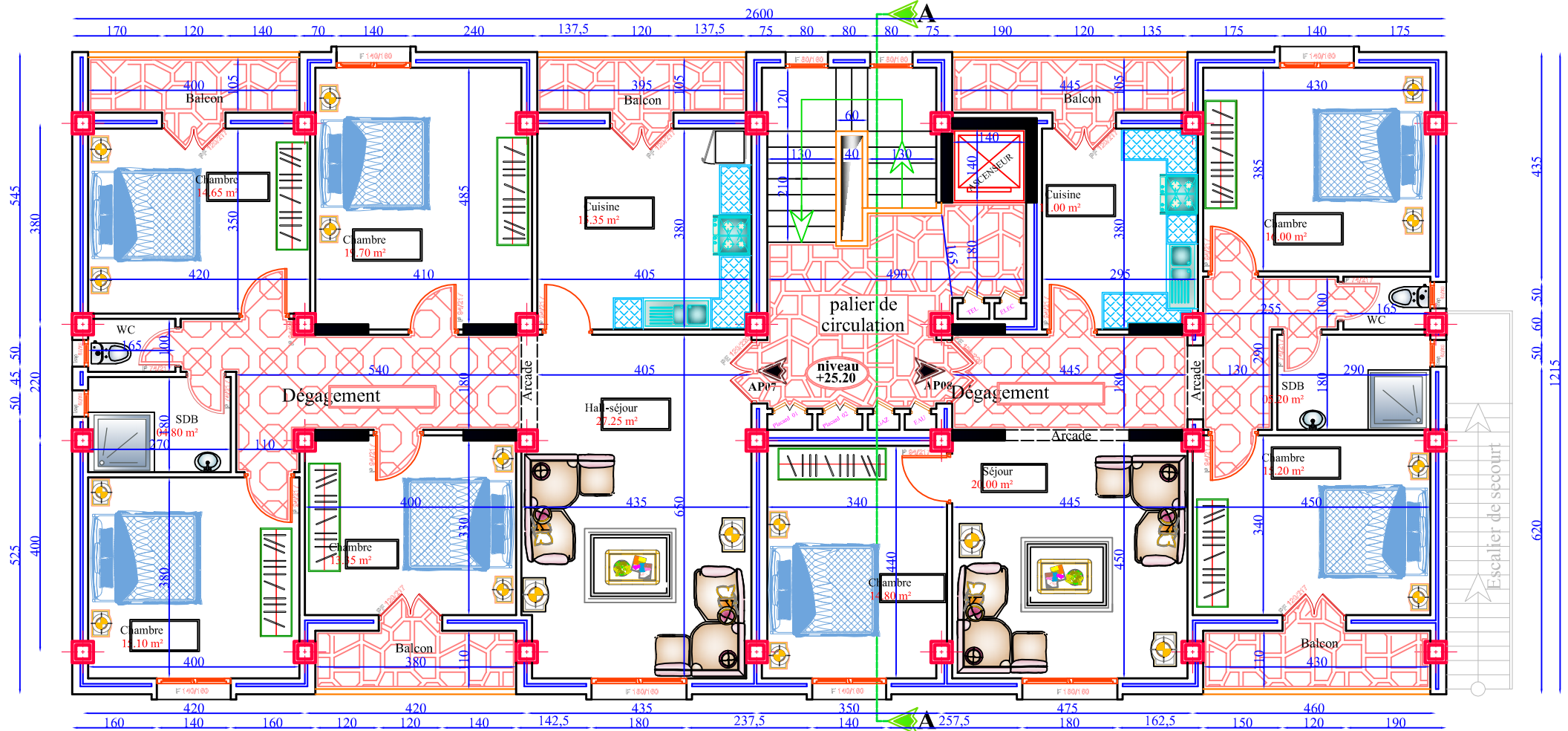
PLAN SOL 01



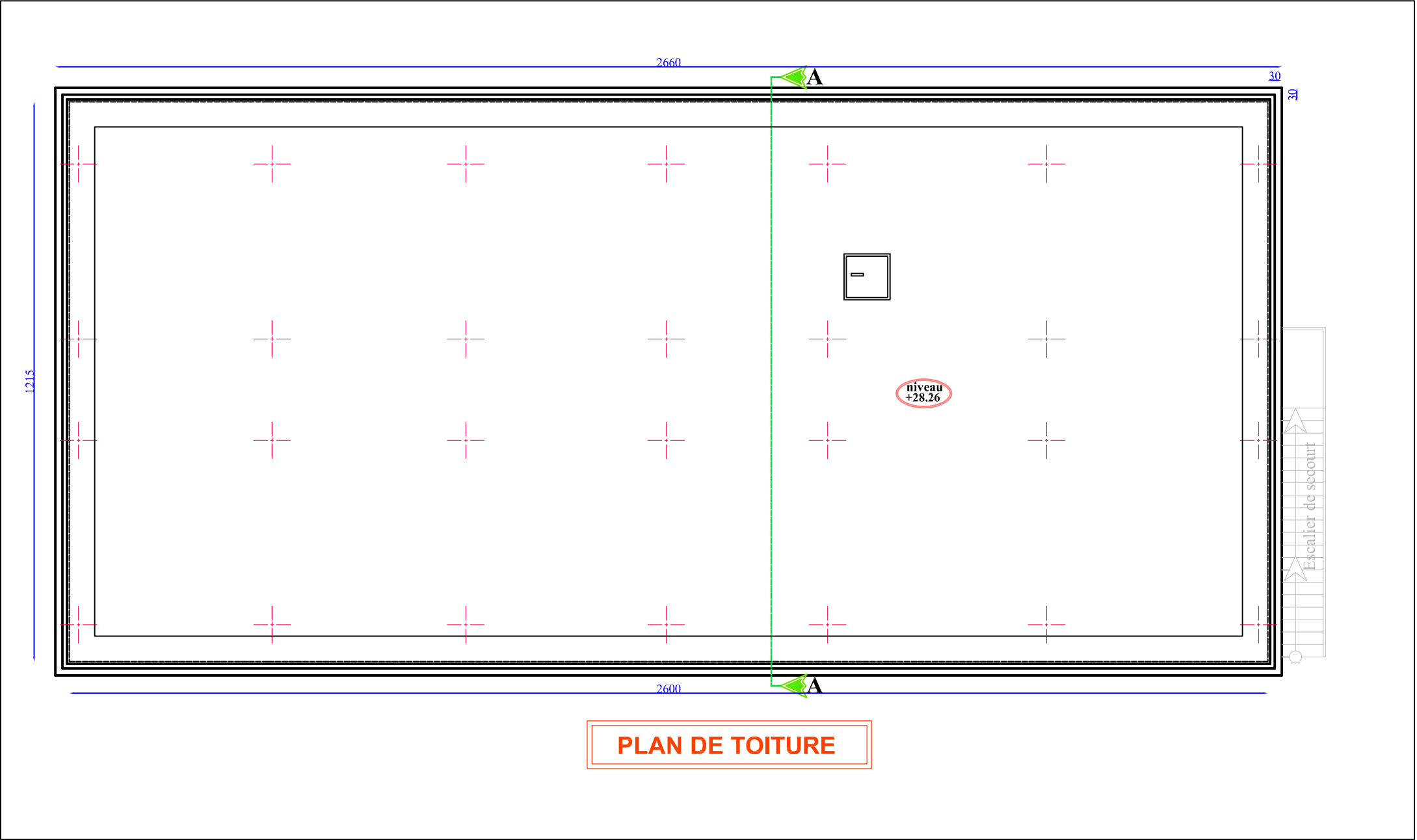
PLAN ETAGE 02, 03 ,04 ,05 ,06 , 07



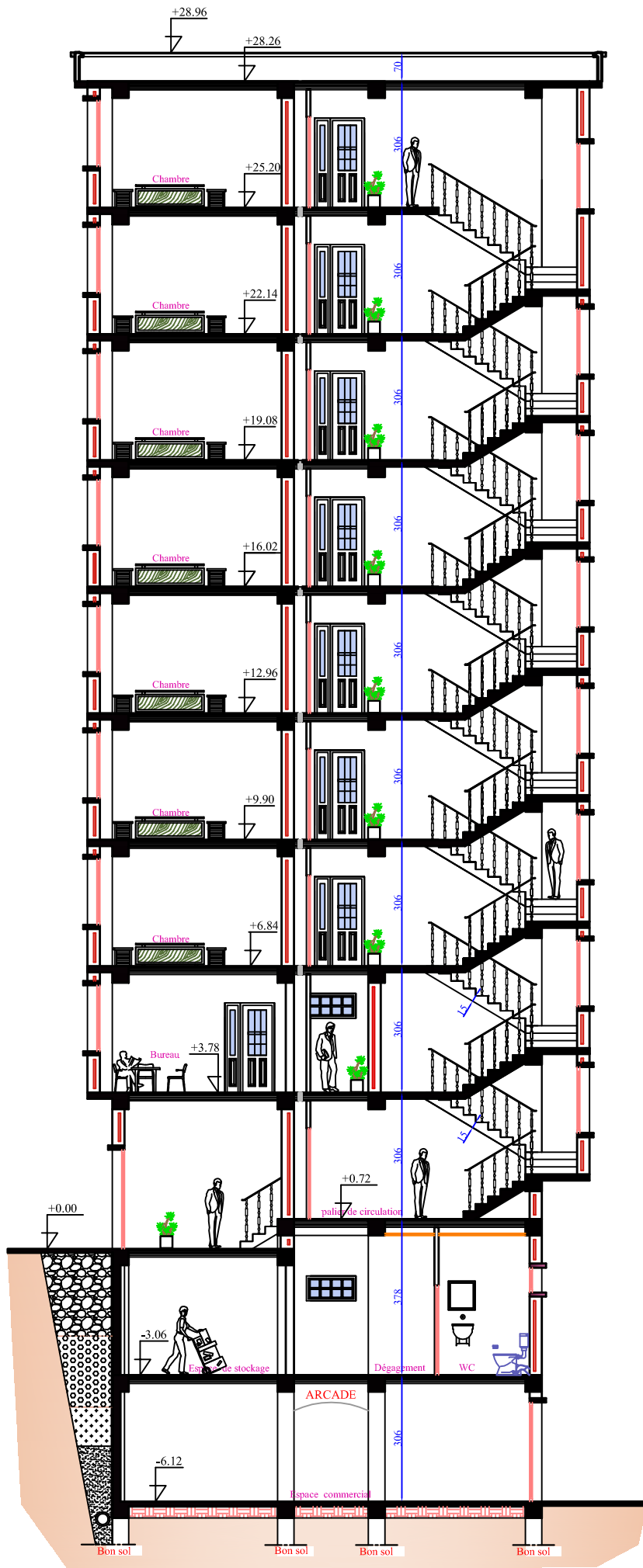
PLAN ETAGE 01



PLAN DU DERNIER ETAGE 08



PLAN DE TOITURE



COUPE AA



FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE

Introduction

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant la construction civile et militaire. L'ingénierie civile s'occupe de la conception la réalisation et l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrage de construction d'infrastructure urbaine. La conception architecturale est toutefois l'élément qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulier plus le bâtiment a de chance de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Le domaine d'application de génie civile est très vaste il Le domaine d'application du génie civil est très vaste il englobe les travaux publics et le bâtiment ;

- Il comprend notamment : le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme le gratte-ciel, etc.
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc.
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc. les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts

se fait sur deux partie essentielle : la superstructure est l'infrastructure. Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents :

- La planification qui consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs ;
- La conception, qui inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet ;
- Le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation ;
- L'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge ;
- L'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. Différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage :
 1. Les études techniques entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction,
 2. Le département de production : fondation, terrassements, gros œuvre, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements ;
- Les réceptions provisoire et finale de l'ouvrage ;
- L'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet de fine étude nous avons procéder calcule d'une structure comportant deux Sous-Sol un RDC et 8 étages à usage d'habitation, commerciale et des bureaux contreventés par voile avec l'application ETABS (version 9.6) particulièrement efficace dans la modélisation des structures a plusieurs étages, ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure.

Chapitre I :

Présentation et description
De l'ouvrage.

I-1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commerciale et des bureaux (R+8 et deux sous-sols).

- Zone sismique (IIa) : Implanté à TIZI OUZOU selon le RPA99 version 2003 comme étant zone de sismicité moyenne.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. < Ouvrages d'importance moyenne > (Article 3.2 de RPA p22).

I-2 Règlements utilisés et normes de conception :

- Règlements Parasismique Algériennes (RPA99, modifié en 2003).
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé B.A.E.L.91/modifiées 99>.
- Documents Technique Réglementaires < D.T.R-B.C.22 > : Charges permanentes et Charges d'exploitations.

I-3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :**❖ En plan :**

- Longueur totale de Bâtiment $L=26,00$ m
- Largeur totale de Bâtiment $l=12,15$ m

❖ En élévation :

- Hauteur totale de Bâtiment $H_T=35,58$ m
- Hauteur de sous-sol 1 $H_{S/S1}=3,06$ m
- Hauteur de sous-sol 2 $H_{S/S2}=3,78$ m
- Hauteur de l'étage courant $H_{RDC/EC}=3,06$ m

I-4 Les éléments de l'ouvrage :**I-4-1 : Ossature :**

Le bâtiment est une ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal) formant aussi un système de contreventement rigide la stabilité de l'ouvrage.

a) Portique :

Constitués de poutres et de poteaux ils sont capables de reprendre les charges et les surcharges.

b) Voiles :

Un voile en béton armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autres à part assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I-4-2 : Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction. Sa fonction principale consiste à :

- Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.
- Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme)
- Assurer l'isolation thermique.
- Résister au feu.
- Assurer une bonne isolation phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités.

I-4-3 : Maçonnerie :

Il Ya deux types de murs se présentent dans notre structure :

- **Murs extérieurs** : constitués d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer la bonne isolation thermique
- **Murs intérieurs**: en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4-4 : Escaliers :

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier.

Les escaliers ce sont des ouvrages permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à autre en montant et descendant .il composé d'un palier et deux volets. Réalisés en béton armé coulé sur place.

I-4-5 : Les consoles :

Une console servant de support à un balcon ou à un élément en saillie par rapport à la façade. Ils communiquent avec l'intérieur par des baies

- Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines

I-4-6 : Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur, en béton armé sera coulé sur place.

I-4-7 : Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieur, cage d'escalier, et les pièces humides.
- Enduits de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les sols.
- Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines.
- Marbre pour les escaliers.

I-4-8 : L'acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I-4-9 : terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle avec un revêtement.

I-4-10 : Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la, structures, qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismique et charges d'exploitation).

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

I-4-11 : Système de coffrage :

Nous avons opté pour le coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I-5 : Caractéristique mécanique de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) modifié **2003**.

I-5-1 : Le béton :

❖ Le béton est un matériau de construction, c'est un mélange de :

- Liant (ciment artificiels).
- Granulats (sables, gravillons, graviers, ...).
- Eau de gâchage.
- Éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,)
- Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

❖ **Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, noté f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindrique de diamètre 16 cm et de hauteur de 32cm.

Pour le choix de valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa on est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Dans notre cas on a fixé $f_{c28}=25$ MPA

(A.2.1,11/BAEL91modifié 99) :la résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

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

f_{cj} :la résistance de béton a la compression a (j).

J : Nombre de jours.

f_{c28} :la résistance de béton a la compression à 28 jours

❖ Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à jour, notée f_{tj} , est conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

❖ Contrainte à la compression :

a) A l'état limite ultime [ELU]:

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3,41**).

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1,15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$

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 $< 1 \text{ h}$,

À $j = 28$ jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$F_{Bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

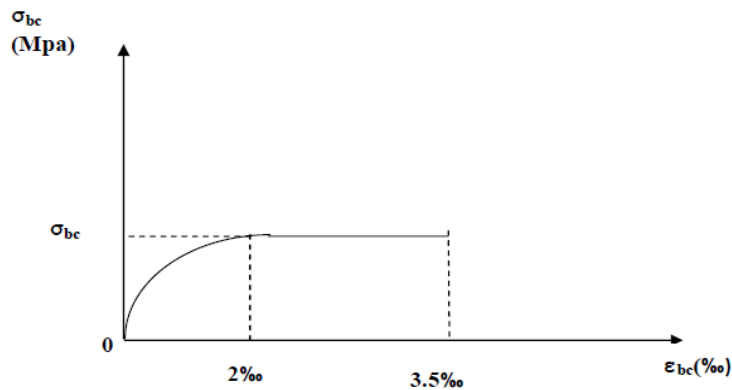


Figure.I.1. :Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- 2‰ → 3,5‰ partie rectangulaire (état plastique).

b) A l'état limite de service [ELS] :

Le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire ce dernier se définit par son module d'élasticité.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}[\text{Mpa}]$$

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

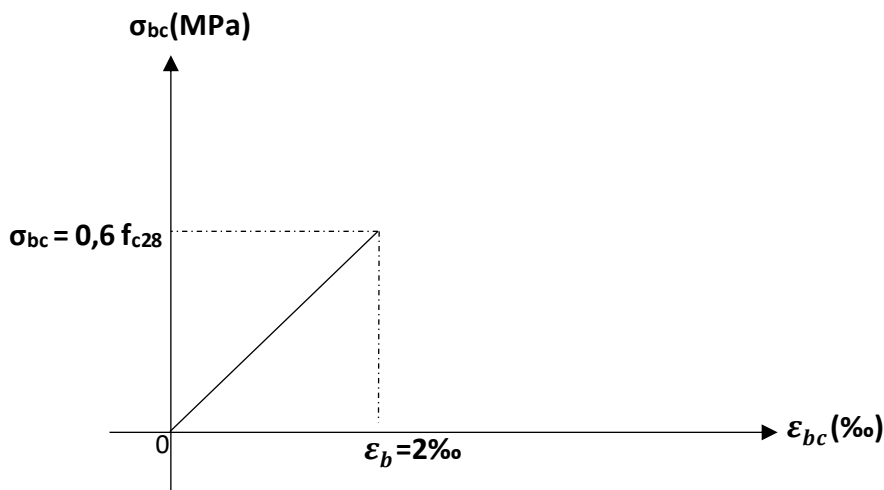


Figure.I.2 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS.

c) Contrainte limite de cisaillement :

Contrainte limite de cisaillement est limitée par :

- Fissuration peu nuisible (FPN) :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (FP) ou (FTP) :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

❖ **Module de déformation longitudinales :**

[A2.1,22 BAEL91 modifier 99]

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}), (sous charge d'une courte durée <24heures) :

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

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

Le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}), (sous charge d'une longue durée).

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

à 28 jours $\longrightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

❖ **Module de déformation transversal :**

[A2.1,3 BAEL91 modifier 99]

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

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

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

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow \text{Al'ELU,} \\ \nu = 0,2 \longrightarrow \text{Al'ELS.} \end{cases}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale est la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

I-5-2 Les acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

➤ Les aciers utilisés :

Pour les ronds lisses, il existe de types de nuances : **FeE215** et **FeE235**.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont : **FeE400** et **FeE500**.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

➤ Le module de déformation longitudinale :

E_s est défini par la pente de la droite passant par l'origine du diagramme (σ, ϵ) , il est pris égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

➤ Contraintes limites :

• 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.

• γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec

• $\gamma_s = 1,15$ situation courante

• $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

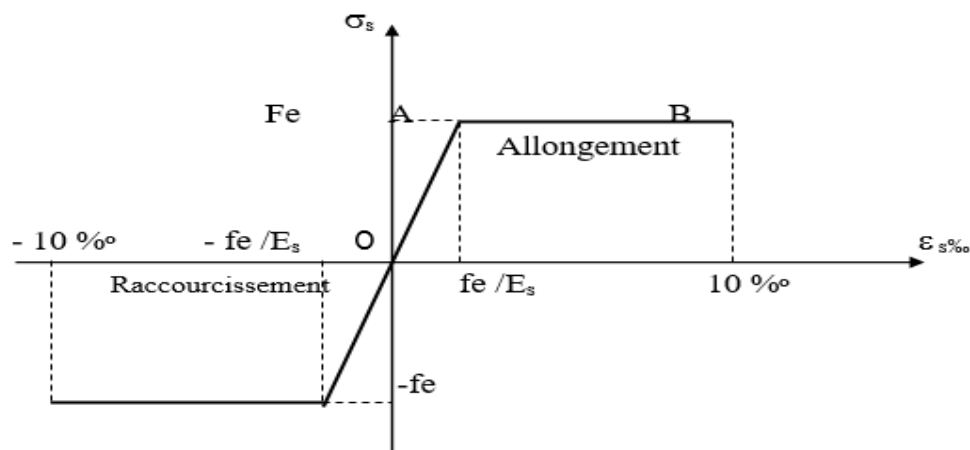


Figure I.3 : Diagramme contrainte -déformation

- **État limite de service (ELS) :**

1) **Fissuration préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91 modifier 99)**

Cas des éléments importantes ou exposés aux agressions sévères

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

2) **Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91 modifier 99)**

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, note :

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

η : Est le coefficient de fissuration :

On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis sou} \\ 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6 \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

3) **Fissuration peu nuisible : (A.4.5,32/BAEL91 modifier 99)**

Cas des armatures intérieures aucune vérification n'est nécessaire.

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos.

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

➤ **Protection d'armatures (A.7.1 /BAEL 91 modifier 99) :**

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

$C \geq 5\text{cm}$ si l'élément est soumis aux actions agressives.

$C \geq 3\text{cm}$ pour l'élément en contact d'un liquide.

$C \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

II- 1 -les planchers en corp creux :

Ils seront constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression ferrillée reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5} \longleftrightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

BAEL 91/modifier 99(Art.B.6.8.424).

Avec :

L_{\max} : la portée libre maximale entre nus des poteaux de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher a corps creux , donnée par la relation suivante : $h_t = ep + ec$.

Avec : ep : épaisseur du corps creux.

Ec : épaisseur totale de la dalle de compression.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \longrightarrow h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20$$

On opte pour un plancher d'épaisseur $h_t = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

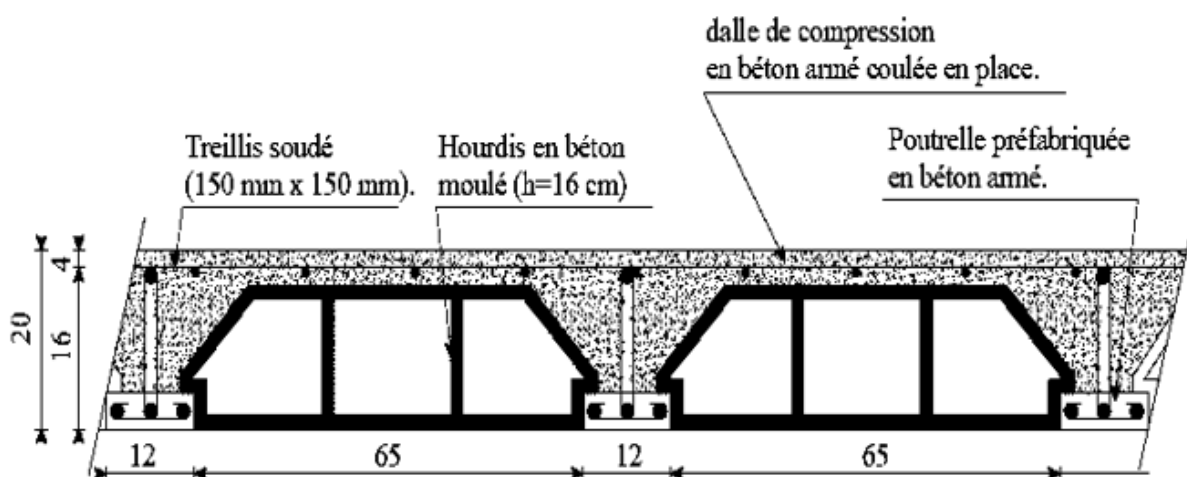


Figure II.1. Coupe verticale du plancher en corps creux

II-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 poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

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

- H : hauteur de la poutre $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$
- B : largeur de la poutre $0,4h \leq b \leq 0,5h$
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

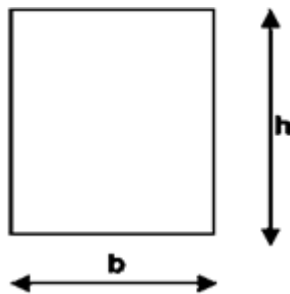


Figure II-2 : Dimension de la poutre

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 /A.7.5.1) :

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

❖ **Poutres principales : (sens longitudinale)**

On a :

$$L = 475 - 25 = 450\text{ cm}$$

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

On opte pour : **h = 40 cm**

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad 16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$$

On opte pour: **b = 30 cm**

❖ **Poutres secondaires: (sens transversal):**

On a:

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \longrightarrow \quad 25\text{ cm} \leq h \leq 37,5\text{ cm}$$

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **b=30 cm**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b×h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales (30×40) cm²
- ✓ Poutres secondaires (30×35) cm²

Pour les conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

Poutre de chainage :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37,5 \text{ cm}$$

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **b=25cm**

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chainage	Vérification
$H \geq 30 \text{ cm}$	40	35	35	Vérifiée
$B \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	Vérifiée
$H / b \leq 4$	1,3	1,17	1,4	Vérifiée

Tableau.II.1. Vérification des conditions exigés par RPA

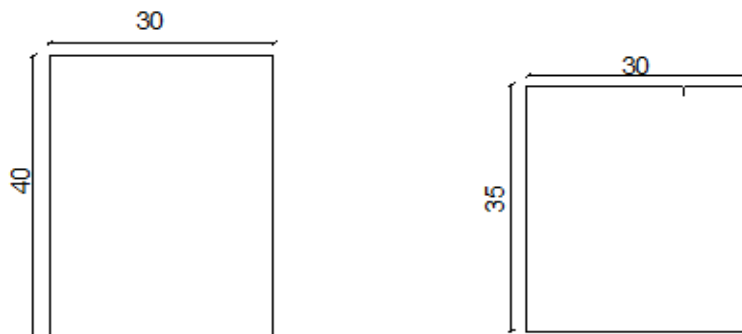


Figure II.3. Les dimensions des poutres principales et secondaire

II-3 Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, pour les surcharges d'exploitations.

II-3-1 Charges permanentes :

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

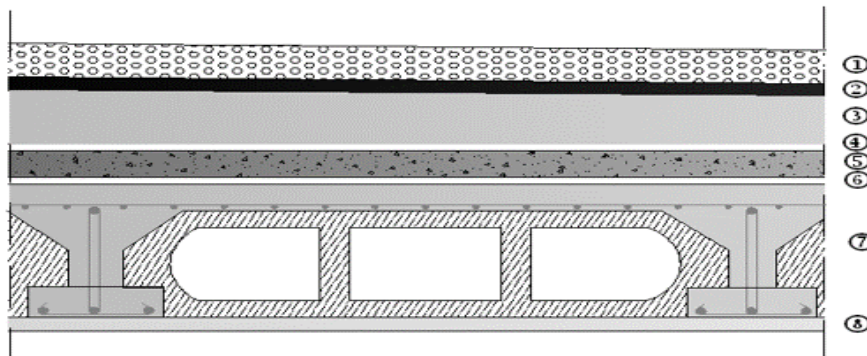


Figure II.4 Coupe verticale du plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de ployage	-	-	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
7	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35$ (KN/m ²)				

➤ **Dalle pleine de balcon :**

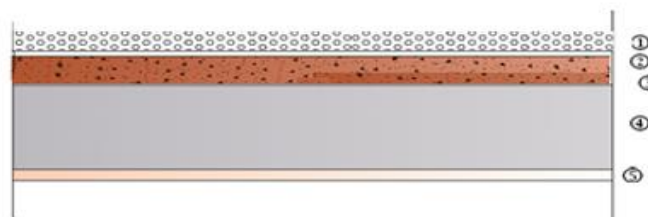


Figure II.5. Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
				$G_{pt2} = 5.51 (KN/m^2)$

➤ Plancher en corps creux étages courant :

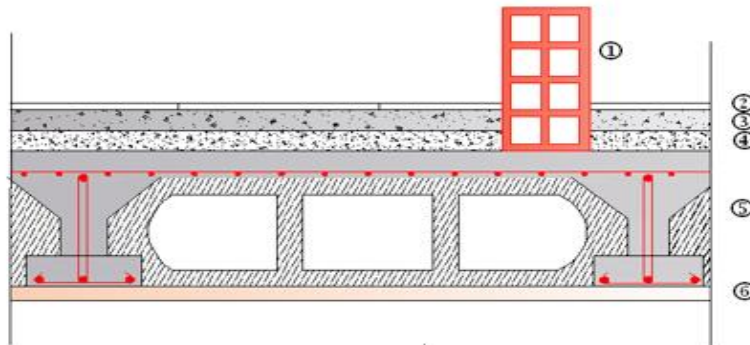


Figure II.6. Coupe verticale du plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
				$G_{pc1} = 5,45 (KN/m^2)$

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carre de **surface horizontale**.

Mur extérieur :

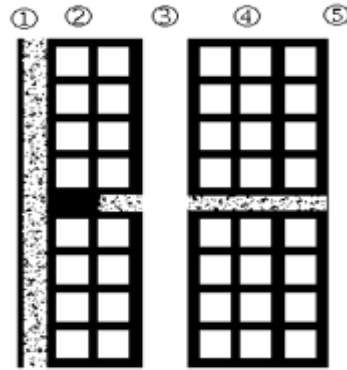


Figure II.7. Mur extérieur

	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
3	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1,30
4	Lame d'air	5	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
$G_{me} = 2.94$ (KN/m ²)				

Mur intérieur :

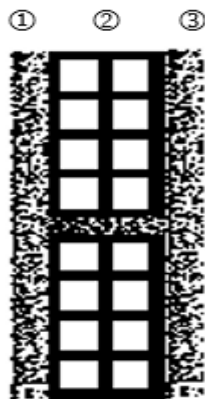


Figure II.8. Mur intérieur

	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	GKN/m ²
1	Cloison en briques creuses 8 trous	3	18	0,54
2	Enduit de plâtre sur la face intérieur	10	-	0,90
$G_{me} = 1,30(KN/m^2)$				

II-3-2 Surcharges d'exploitation :

Nature des locaux	Valeurs (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher courant à usage d'habitation	1.50
Plancher à usage bureaux	2.50
Plancher à usage commercial	4.00
Escalier	2.50
Acrotère	1.00
Balcon	3.50

II-4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, seront prés dimensionnés à l'ELS en compression simple avec un effort normale en compression $NS=G+Q$.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression (**poteau F2**).

La section (B) du poteau est donnée par la condition ci-dessous :

$$S_{POT} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \dots\dots(\text{BAEL 91})$$

N_s : L'effort normal de compression agissant sur le poteau le plus sollicité ; il sera déterminé par la descente de charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton à l'ELS.

S_{POT} : La section du poteau le plus sollicité.

Ainsi que, le RPA 99 (modifié en 2003) exige que les dimensions de la section du poteau

Doivent satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone I et II} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b_1 : Le petit côté de la section.

h_1 : Le grand côté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

Avec • S_{pot} : section transversale du poteau.

• N : effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.

• $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton.

II-4-1. Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité (F2) :

Surface d'influence :

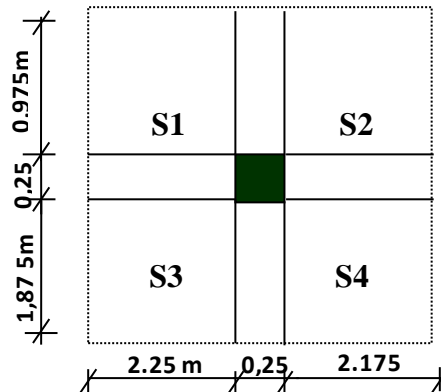
Section nette :

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

$$S_n = (2,25 \times 1,875) + (2,175 \times 1,875) + (2,25 \times 0,975) + (2,175 \times 0,975)$$

$$S_n = 4,22 + 4,078 + 2,194 + 2,121$$

$$S_n = 12,613\text{m}^2$$



Section brute :

$$S_b = 4,675 \times 3,1 = 14,492\text{m}^2$$

II-4-2. Poids propre des éléments :

Calcul du poids propre des poutres :

✓ **Poutres principales**

$$\rho = 25 \text{ Kn/m}^3.$$

$$G_{PP} = (0.40 \times 0.30) \times (2,25 + 2,175) \times 25 = 13,275 \text{ KN.}$$

✓ Poutres secondaires

$$G_{PS} = (0.35 \times 0.30) \times (1,875 + 0,975) \times 25 = 7,481 \text{ KN}$$

Le poids total : $G_{tot} = G_{PP} + G_{PS}$

$$G_{tot} = 13,275 + 7,481 = 20,756 \text{ KN.}$$

- Le poids propre des poteaux

$$G_{RDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

$$G_{S/S2} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3,78 = 5,91 \text{ KN}$$

$$G_{S/S1X} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

- Calcul de poids propre des plancher :

$P = G \times S_n$

✓ Plancher « terrasse inaccessible »

$$G_{ter} = 6.35 \times 12,613 = 80,092 \text{ KN.}$$

✓ Plancher d'étage courant

$$G_{PC} = 5.45 \times 12,613 = 68,741 \text{ KN.}$$

✓ Plancher RDC

$$G_{RDC} = 5.45 \times 12,613 = 68,741 \text{ KN.}$$

II-4-3 Surcharge d'exploitation :

- ◆ Plancher terrasse : $Q_{ter} \times S = Q_0 = 1,00 \times 12,613 = 12,613 \text{ KN.}$
- ◆ Plancher courant a usage habitations : $Q \times S = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 = 1.5 \times 12,613 = 18,92 \text{ KN.}$
- ◆ Plancher étage (1) a usage bureaux : $Q \times S = Q_8 = 2,5 \times 12,613 = 31,53 \text{ KN.}$
- ◆ Plancher RDC a usage commerciale : $Q \times S = Q_9 = 4 \times 12,613 = 50,452 \text{ K N.}$
- ◆ Plancher sous-sols à usage commerciale : $Q \times S = 4 \times 12,613 = 50,452 \text{ KN.}$

II-4-4 La loi de dégression des charges

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous recommandent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers :

(DTR BC 2-2/6-1)

Soit : Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

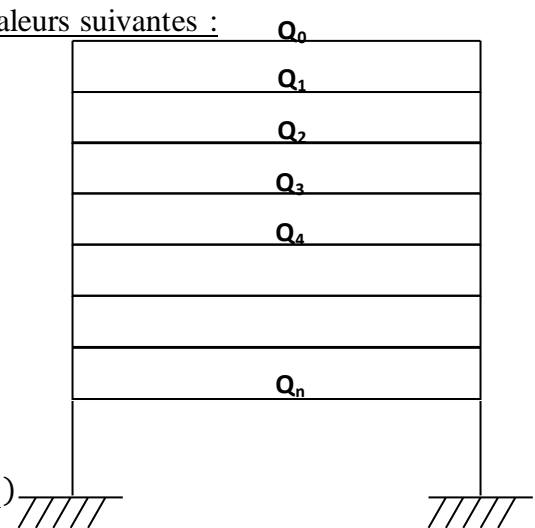
Niveau 01 : $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$



Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$ étant valable pour les niveaux ($n \geq 5$).

Il est donné par le tableau suivant :

Niveau	Terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL1	S/SOL2
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0,687	0,667	0,65

Les surcharges cumulées :

Sous toiture : $\sum_0 = 12,613 \text{KN}$.

Niv 01 : $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 12,613 + 18,92 = 31,533 \text{KN}$.

Niv 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,613 + 0,95(18,92 + 18,92) = 48,561 \text{KN}$

Niv 03 : $\sum 3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=12,613+0,90(18,92\times 3)=\mathbf{63,697KN}$.

Niv 04 : $\sum 4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=12,613+0,85(18,92\times 4)=\mathbf{76,941KN}$.

Niv 05 : $\sum 5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=12,613+0,80(18,92\times 5)=\mathbf{88,293KN}$.

Niv 06 : $\sum 6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=12,613+0,75(18,92\times 6)=\mathbf{97,753KN}$.

Niv07 : $\sum 7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=12,613+0,714(18,92\times 6+31,53)=\mathbf{116,178 KN}$.

Niv08: $\sum 8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=12,613+0,687(18,92\times 6+31,53+50,452=$
146,923N.

Niv09 : $\sum 9=Q_0+0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=12,613+0,667(18,92\times 6+31,53+50,45$
 $2+50,45)=\mathbf{176,664KN}$.

Niv10 : $\sum 10=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=12,613+0,65(18,92\times 6+31,53+(5$
 $0,452\times 3)=\mathbf{205,277KN}$

❖ Descente de charge :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Plancher	Poutre	Poteaux	Gtotale	Gcumulée	Qi	Qcumulée		Section trouvée	Section adoptée
8	80,092	20,756	4,78	105,63	105,63	12,613	12,61	118,24	78,82	<u>30x30</u>
7	68,741	20,756	4,78	94,28	199,91	18,92	31,53	231,443	154,29	<u>30x30</u>
6	68,741	20,756	4,78	94,28	294,19	18,92	48,56	342,75	228,11	<u>30x30</u>
5	68,741	20,756	4,78	94,28	388,47	18,92	63,69	452,17	301,45	<u>30x35</u>
4	68,741	20,756	4,78	94,28	482,75	18,92	76,94	559,69	373,13	<u>30x35</u>
3	68,741	20,756	4,78	94,28	577,03	18,92	88,29	665,32	443,55	<u>30x35</u>
2	68,741	20,756	4,78	94,28	671,31	18,92	97,75	769,06	512,71	<u>30x35</u>
1	68,741	20,756	4,78	94,28	765,59	31,53	116,18	881,77	587,85	<u>40x40</u>
RDC	68,741	20,756	4,78	94,28	859,87	50,452	146,92	1006,79	671,29	<u>40x40</u>
S.SOL1	68,741	20,756	5,91	95,41	955,28	50,452	176,66	1131,94	754,63	<u>40x40</u>
S.SOL2	68,741	20,756	4,78	94,28	1049,56	50,452	205,28	1254,84	836,56	<u>40x40</u>

Remarque 01 :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1).

Remarque 02 :

On a passé d'une section de (30x30) à une section de (40x40) pour deux raisons telles que :

*pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.

*pour une meilleure disposition des armatures.

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \quad \checkmark$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \quad \checkmark$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \quad \checkmark$$

➤ RDC :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \text{min } (40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $1 < b_1/h_1/4 = 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ Etage (1)

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \text{min } (40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $1 < b_1/h_1/4 = 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} Etages :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \text{min } (30\text{cm}, 35\text{cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = \text{min } (30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/35 = 0,85 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ Sous/sols :

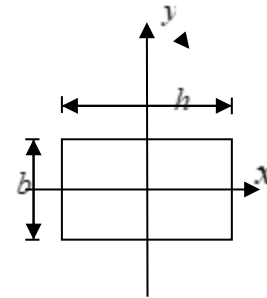
- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$
- S/S1 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} \geq 378/20 = 18,2\text{cm}$
- S/S2 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15,3\text{cm}$
- $B_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II-4-5. Vérification des poteaux au flambement :

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

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 les conditions suivantes :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: 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. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.

Elancement du poteau-Poteaux (40x40) :

Pour le 1^{er} étage et RDC et Sous-sol1 :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{Tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{s}}$$

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.547 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{pot}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{11.547} = 16,29$$

$$\lambda = 16,29 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

Pour le sous-sol2 :

$$L_0 = h_e - h_{\text{pot}} = 378 - 40 = 338 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 338}{11.547} = 20,69$$

$$\lambda = 20,69 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

-Poteaux (30x35) :

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{107187.5}{30 \times 35}} = 10.10 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{pot}} = 306 - 35 = 271 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 271}{10,10} = 18,97$$

$$\lambda = 18,97 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

-Poteaux (30x30) :

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 338}{11.547} = 20,69$$

$$\lambda = 20,69 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

-Poteaux (30x35) :

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{107187.5}{30 \times 35}} = 10.10 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{pot}} = 306 - 35 = 271 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 271}{10,10} = 18,97$$

$$\lambda = 18,97 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

-Poteaux (30x30) :

$$I_{\min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4.$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{pot}} = 306 - 30 = 276 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 276}{8,66} = 22,53$$

$$\lambda = 22,53 < 50 \dots \dots \dots \checkmark$$

Conclusion :

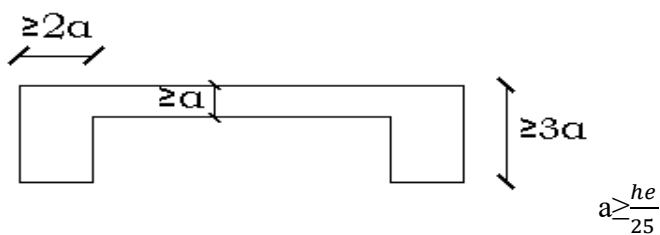
Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

II-4 Les voiles :

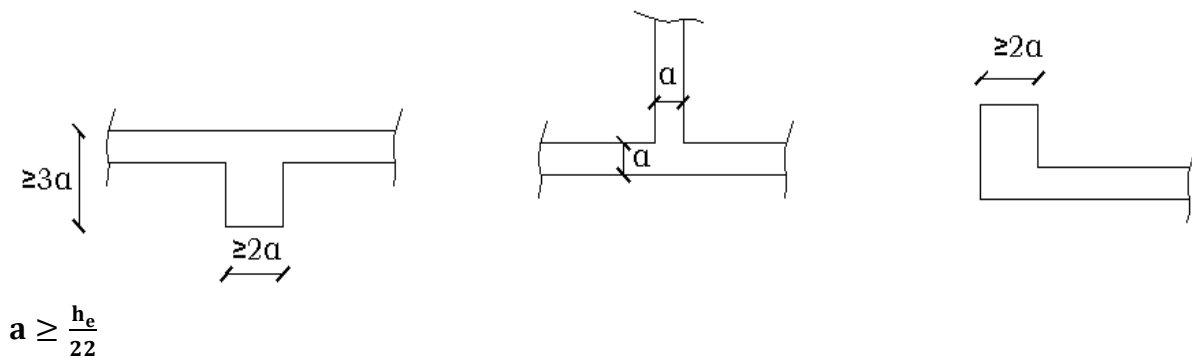
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage, leurs fonctions principales est de reprendre les charges horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003, l'épaisseur de voiles sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale es de 15cm.

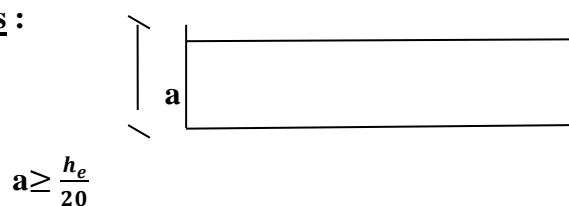
1ér cas :



2éme cas :



3éme cas :



Les différents types de voiles.

Avec : $h_e = h - e_{dalle}$.

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a) RDC

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86m.$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3cm.$$

On adopte alors : **a = 20 cm.**

b) s-sol 1 :

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86cm.$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3cm.$$

On adopte alors : **a = 20 cm.**

c) Etages courant :

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86m.$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3cm.$$

On adopte alors : **a = 20 cm**

d) s-sol 1:

$$h_e = 3,78 - 0,2 = 3,58cm$$

$$a \geq \frac{358}{20} = 17,9cm.$$

On adopte alors : **a = 20 cm**

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a$$

$$\text{RDC} \Rightarrow L_{\min} = 200 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1^{er} étage + Etage courant $\Rightarrow L_{\min} = 200 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow$ condition vérifiée.

s-sol (1,2) $\Rightarrow l_{\min} = 200 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow$ condition vérifiée.

Avec :

L_{\min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

Chapitre III:

Calcul des éléments

III. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL91 modifié 99**) et **RPA 99 modifié 2003**.

III.1 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protégé le gravier contre pousse du vent et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviale.

Elle est assimilée a une console encastre dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcul sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- un effet normale **G dû** a son poids propre.
- un effet horizontale **Q dû** a la main courante engendrant un moment de renversement (**M**).

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre dans la section d'encastrement.

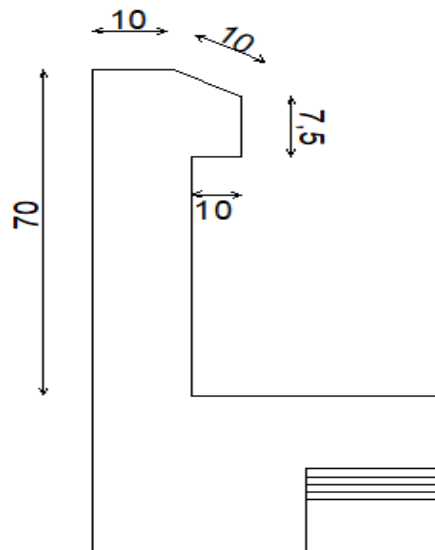


Figure III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.2 Calcul de l'acrotère :

III.1.2.1 Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = [(0,70 \times 0,10) + (0,10 \times 0,075) + (0,10 \times 0,03) / 2] \times 25 \times 1 \text{ml}$

$$G = 1,975 \text{ KN/ml}$$

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

❖ Calcul des sollicitations :

- L'effort normal : $N = G \times 1 \text{ml} = 1,975 \text{ KN}$
- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1 \text{ml} = 1 \times 0,70 \times 1 \text{ml} = 0,7 \text{ KN.m}$

○ Schéma statique :

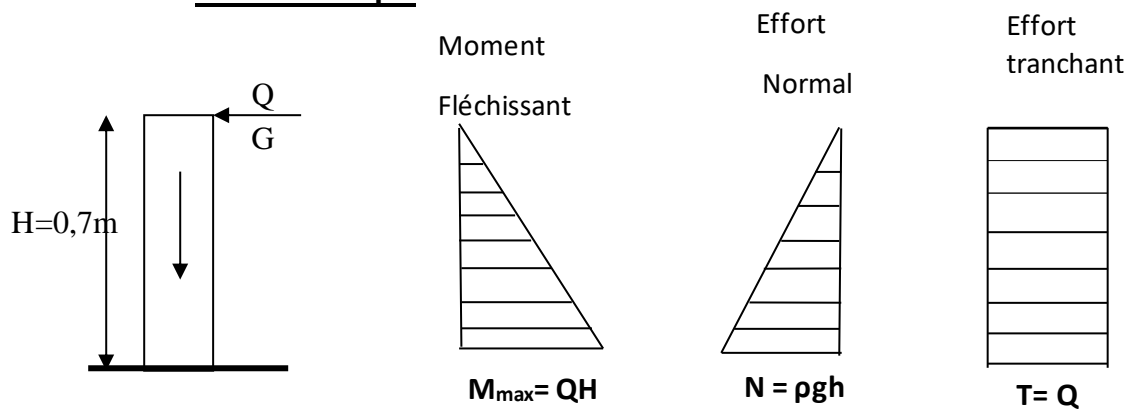


Figure. III.1.2 Diagramme des efforts internes (M, N, T)

❖ Combinaisons de charges :

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $1,35G + 1,5Q$

• Effort normal de compression

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,975 = 2,67 \text{ KN}$$

• Effort tranchant

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service

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

Effort normal de compression :

$$N_S = N = 1,975 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_S = M = 0,7 \text{ KN. M}$$

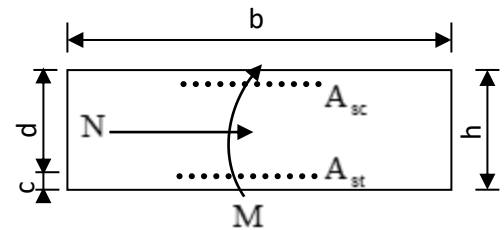
III.1.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

b : La largeur de la section. h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile. A : La section des armatures.

c : Enrobage.



a- **Etat limite ultime :**

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,67} \approx 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est **partiellement comprimée**. Elle sera calculée en flexion composée

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

▪ **Armatures fictives :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,67 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) \approx 1,12 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,12 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,012 \quad (\mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,12 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,994} \approx 0,405 \text{ m}^2$$

▪ **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,405 - \frac{2,67 \times 10^3}{348 \times 10^2} \approx 0,328 \text{ cm}^2$$

III.1.2.3 Vérifications a l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,975} = 0,354m$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35,4 - 0,455 \times (8)}{35,4 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,90cm^2$$

$A_s \leq A_{min}$ **Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4 \text{ HA8} = 2,01cm^2/ml$ avec un espacement $S_t = 20cm$.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50cm^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01cm^2/ml$ Avec un espacement de $S_t = 25cm$.

b) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91) [2]

Aucune d'effort tranchant n'est nécessaire si : armature.

Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91) [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5MPa; 4MPa\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5MPa)$$

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

$$T_u = 1,5KN.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019MPa.$$

$\tau_u = 0,019MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50MPa$Condition vérifiée.

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

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{Et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n. \pi. \varphi$$

n : Le nombre de barres.

A.N :

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

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,165 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) [2]

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{cm}$$

On adoptera : $L_s = 30 \text{cm}$

III.1.2.4 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

• **Effort normal de compression**

$$N_s = N = 1,975 \text{KN}$$

• **Effort tranchant**

$$T_s = T = 1 \text{KN}$$

• **Moment fléchissant**

$$M_s = M = 0,7 \text{KN.m}$$

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

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \beta : \text{En fonction de } \rho$$

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N: $\rho_1 = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,31$; $\rho_1 = 0,31 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \times 10^6}{251 \times 0,912 \times 80} = 38,22 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 38,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

[BAEL91/A.4.5,2]..... [2]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} \times 38,22 = 0,914 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,914 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

• Calcul de l'excentricité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,975} \approx 0,354 \text{ m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03 \text{ m} \quad ;$$

On a: $e_s = 35,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} :$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section est **partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• Armatures fictives :

$$M_f = N_s \times \left(e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1,975 \times (0,354 + 0,05 - 0,02) = 0,756 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,756 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times (8)^2} = 0,00058 \quad (\mu_l = 0,392)$$

\Rightarrow S.S.A

A partir des abaques, on lit les valeurs correspondantes :

$$\mu = 0,001 \rightarrow \beta_1 = 0,958 \rightarrow \kappa_1 = 104$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{\kappa_1} = \frac{201,63}{104} \approx 1,94 \text{Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,756 \times 10^3}{201,63 \times 8 \times 0,958} \approx 0,49 \text{cm}^2$$

• **Armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,49 - \frac{1,975 \times 10^3}{201,63 \cdot 10^2} = 0,392 \text{cm}^2$$

Soit : $A_S = 4 \text{ HA8} = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{cm}$.

$A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$.

c) **Vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3] [2]**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1, RPA99ver 2003).

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). (Tableau 6.1, RPA99 ver 2003)

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0,8$

Wp : poids de l'élément considéré ($W_p = 4,921 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,975 = 0,95 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml}$$

$F_p < Q = 1 \text{KN/ml} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

❖ **Conclusion**

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **4 HA8, avec e= 20cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml, avec e= 25cm.**

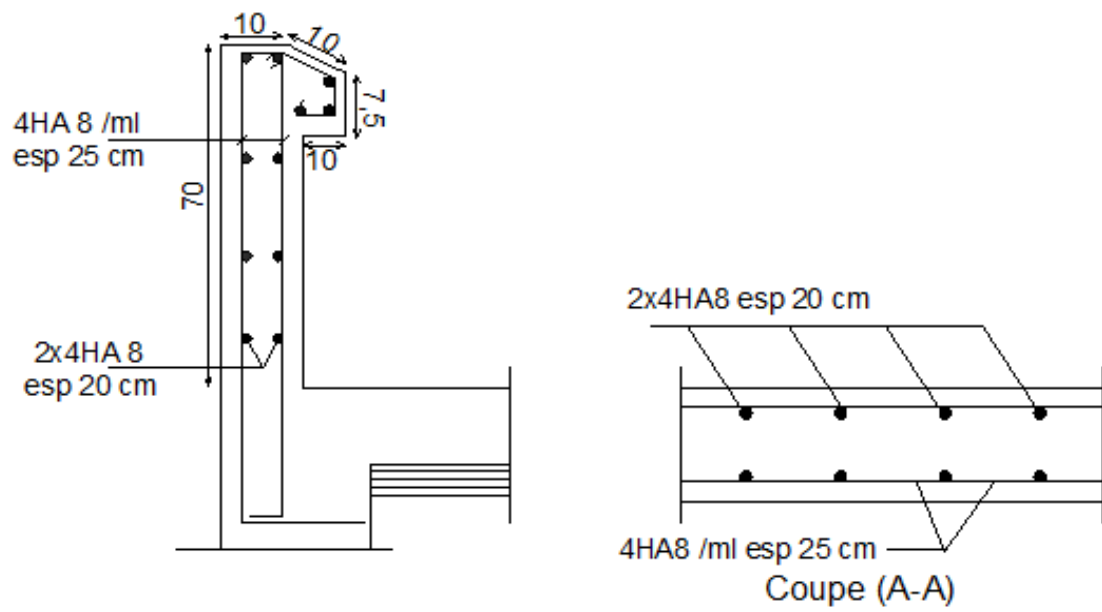


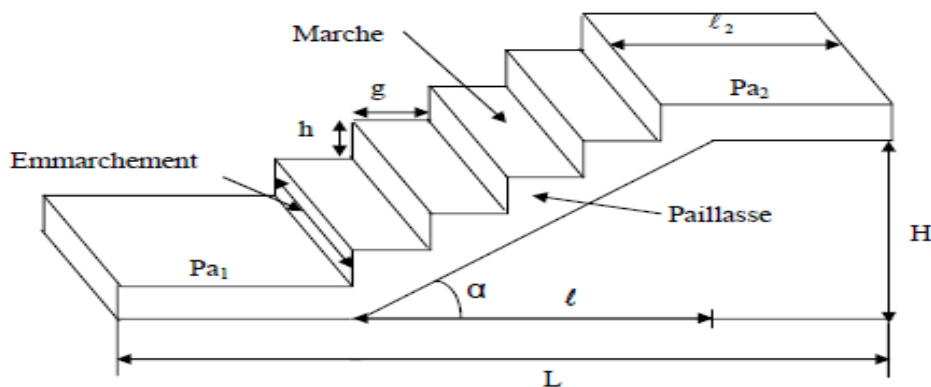
Figure III.1.3. Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.2 Calcul des escaliers :

III.2.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

III.2.2 Terminologie :



FigIII.2-1: Schéma de l'escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

Remarque :

- Une volée d'étage courant d'une hauteur $H = 1.53$ m
- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 1.53$ m
- Une volée de sous-sol 01 d'une hauteur $H = 1.53$ m
- Une volée de sous-sol 02 d'une hauteur $H = 1.89$ m

III.2.3 Escalier d'étage courant :

On prend en compte les dimensions des plans d'architectures et pour le pré dimensionnement on vérifie la formule de **BLONDEL** »

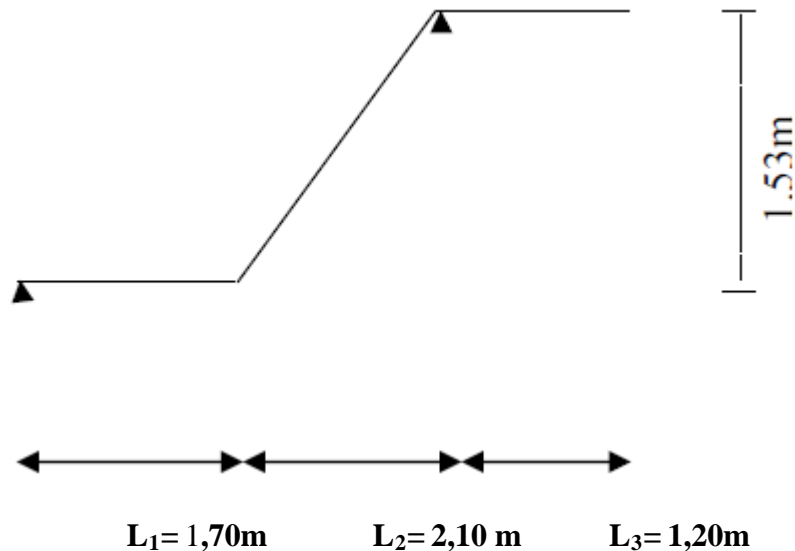
III.2.4 Pré dimensionnement de l'escalier :**a) - Présentation schématique :**

Fig III.2.2 : Schéma statique

Calcul du nombre de contre marches et de marches :

On prend la hauteur des marches $h = 17$ cm.

Soit **n** le nombre de contre marches et **m** le nombre de marches :

$$H = 306 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ;$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow n = 18 \text{ contre marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacun comporte 9 marches.

Volée 1 : $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25$$

$$g = 30$$

b) Vérification de la Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h.$$

$$2h+g= (2 \times 18) + 30 = 66 \text{ cm}$$

$$60 \leq 2h+g = 66 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

c) Dimensionnement de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec

L : longueur totale entre nus d'appuis.

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L'} = \frac{153}{210} = 0,73 \Rightarrow \alpha = 36,08^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L'}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L'}{\cos \alpha} = \frac{210}{\cos 36,08} = 259,38 \text{ cm.}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L = L_1 + L_2 = 259,38 + 170 = 529,38 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{529,38}{30} \leq e_p \leq \frac{529,38}{20} \Rightarrow 17,65 \text{ cm} \leq e_p \leq 26,47 \text{ cm}$$

d) Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur **e_p=25cm** pour tout l'escalier.

III.2.5 Détermination des Charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, Le calcul se fera en flexion simple pour **1 m** d'embranchement, pour une bande de **1 m** de projection horizontale.

a) -Charges permanentes :

A) La volée

- Poids des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) $25 \times 1 \times 0,25 / 2 = 3,125 \text{ KN/m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) $\frac{1}{\cos 36,08} \times 0,25 \times 25 = 7,73 \text{ KN/m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02$) $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($\rho = 22 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$

- Carreaux Grés Cerami (1cm ; $\rho = 20 \text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
- Poids du garde-corps $= 0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre (2cm ; $\rho = 10 \text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{KN/m}$

$$G = 12,25 \text{KN/m}$$

B) Le palier

- Poids propre du palier $0,25 \times 1 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement $0,36 + 0,44 + 0,2 + 0,2 = 1,2 \text{ KN/m}$

$$G = 7,45 \text{ KN/m}$$

b)- Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation est donnée par le **DTR B.C.2.2**, et elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kn / m}$.

III.2.6 Calcul des efforts internes

A) Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1,35 \times 12,255 + 1,5 \times 2,5 = 20,30 \text{KN/m}$.
- **Palier** : $q_u^p = 1,35 \times 7,45 + 1,5 \times 2,5 = 13,81 \text{ KN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

B) Etude des poutres

B-1) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 20,30 \times 2,10 + 13,81 \times 1,70 + 13,81 \times 1,20$$

$$R_A + R_B = 82,68 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow - (R_b \times 5) + (20,30 \times 2,1 \times 2,75) + (13,81 \times 1,7 \times 0,85) + (13,81 \times 1,20 \times (2,10 + 1,70 + 0,6)) = \Rightarrow$$

$$R_b = 42,02 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 40,66 \text{ KN}$

B-2) Calcul des efforts internes

- **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,70$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = R_A(x) - \frac{qu_1(x)^2}{2}$$

$$= 40,66(x) - \frac{13,81}{2} (X^2)$$

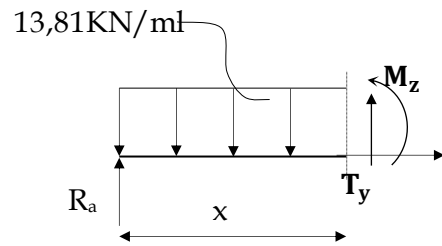
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,70 \rightarrow M_z = 49,17 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx}$$

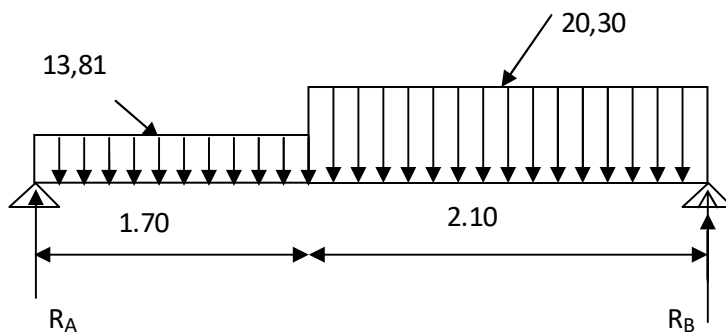
$$= R_A - qu_1(x)$$

$$= 40,66 - 13,81(x)$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 40,66 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,7 \rightarrow T_y = 17,18 \text{ KN}$



▪ 2^{eme} tronçon $1,70 \leq x \leq 3,80$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 40,66(x) - (13,81 \times 1,7) (X - 0,85) - 20,30 \frac{(x - 1,70)^2}{2}$$

Pour $x=1,7 \rightarrow M_z = 49,17 \text{ KN.m}$

- Pour $x=3,8 \rightarrow M_z = 40,49 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 40,66 - (13,81 \times 1,7) - 20,30(x - 1,7)$$

Pour $x=1,7 \rightarrow T_y = 17,18 \text{ KN}$

- Pour $x=3,8 \rightarrow T_y = -25,45 \text{ KN}$

▪ 3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1,20$

$$T(x) = qu_1(x) = 13,81(x)$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow T_y = 16,57$

$$M(x) = -q_{ul}(x^2)/2$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow M_z = -9,94 \text{ KN.m}$

L'abscisse du moment max (M_{\max})

$$1,7 \leq x \leq 3,8$$

$$40,66 - (13,81 \times 1,7) - 20,30(x - 1,7) = 0$$

$$\mathbf{X=2,55}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,55$

$$M_{\max} = 40,66(x) - (13,81 \times 1,7) - 20,30 \frac{(x-1,70)^2}{2}$$

$$\mathbf{M_{\max}=56,44 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 56,44 = 47,97 \text{ KN m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 56,44 = -16,93 \text{ KN m}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes sur le paillasse :

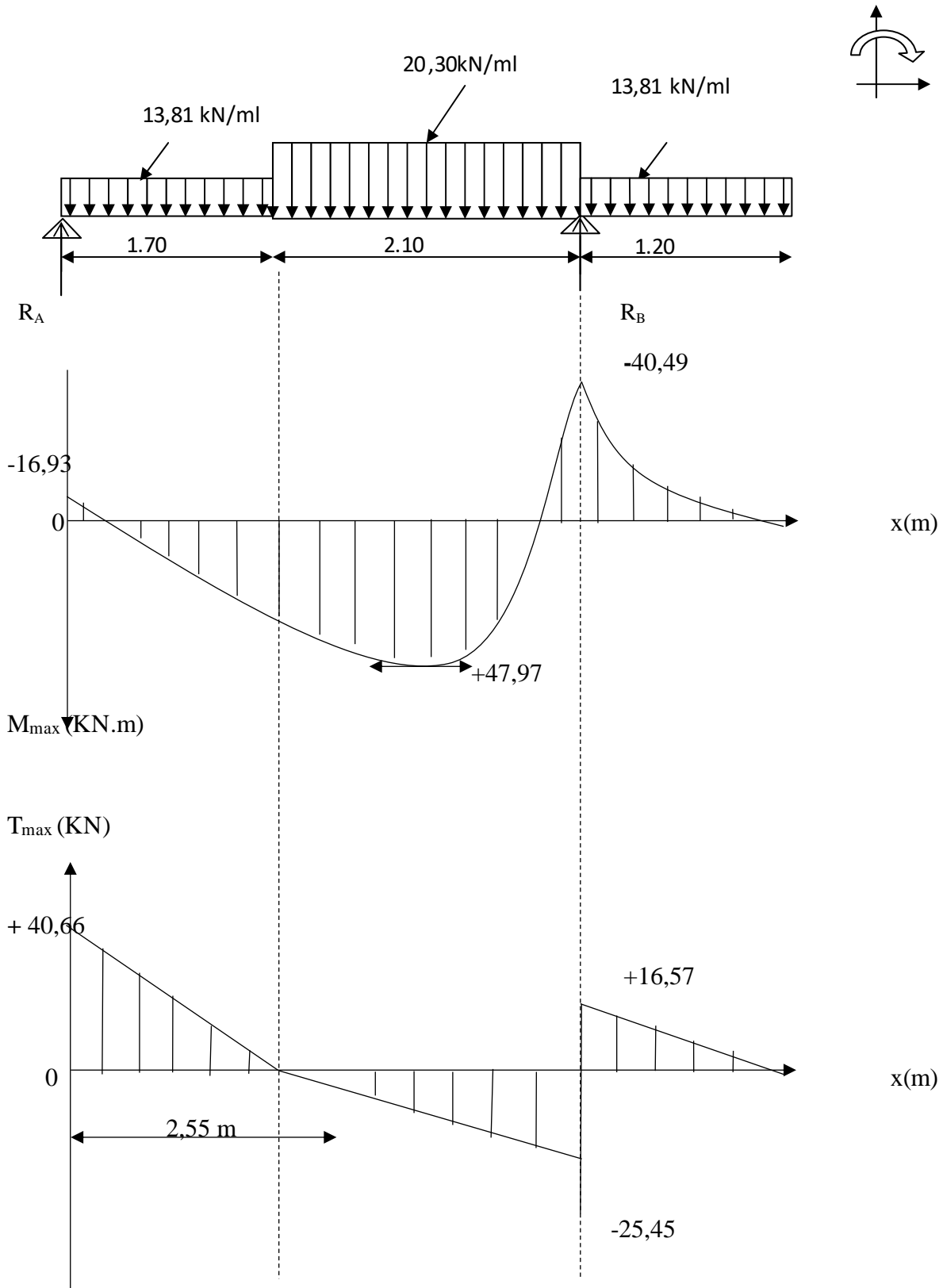


Figure III.2.3: Diagramme de chargement de la paille.

III.2.7 Ferrailage des paillasses

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=25\text{cm}$).

1- Armatures longitudinales :**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{47,97 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (23)^2} = 0,064 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{47,97 \times 10^3}{348 \times 23 \times 0,967} = 6,20 \text{cm}^2$$

On opte pour **5HA14=7,69 cm²/ml**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20$$

Avec un espacement de 20cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_A}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{16,93 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (23)^2} = 0,022 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{16,93 \times 10^3}{348 \times 23 \times 0,989} = 2,14 \text{cm}^2$$

On opte pour **4HA12=4,52 cm²/ml**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

2- Armatures de répartition**En travée :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st1 \text{ et } 3}}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{cm}^2$$

On opte pour **5HA14=7,69 cm²/ml**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20$$

Avec un espacement de 25cm

Aux appuis :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st1 \text{ et } 3}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$$

On opte pour **4HA12=4,52 cm²/ml**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25$$

Avec un espacement de 25cm

III.5.8 Vérification a l'ELU

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \checkmark$$

En travée : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}$ condition vérifier .

Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}$ condition vérifier

Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Avec $h=25\text{cm}$

En travée : $e=20\text{cm} < 33\text{cm}$ cv

Aux appuis : $e=25\text{cm} < 33\text{cm}$ cv

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

Avec $h=25\text{cm}$

En travée : $e = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ cv

Aux appuis : $e=25\text{cm} < 45\text{cm}$ cv

Contrainte tangentielle : (Art A.5.1,1/ BAEL91) :

On doit vérifier que :
$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

- **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**
Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$.
- **Calcul de τ_u^{max} :**

$V_{\text{max}} = 42.02 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{42,02 \times 10^3}{1000 \times 230} \quad ; \text{Donc :} \quad \tau_u = 0,18 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires** ✓

Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91) [2]

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 $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA.}$$

En travée :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,02 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 219,8}$$

$$; \text{Donc : } \tau_{se} = 0,92 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entraînement des barres** ✓

Aux appuis

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,02 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 150,72}$$

$$; \text{Donc : } \tau_{se} = 1,35 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entraînement des barres** ✓

Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) [2]

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.

Calcul de τ_{su}
$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm ; On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

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. L_s** pour les aciers H.

Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91) [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 42,02 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 230} = 0.41 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

F) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) [2]

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasse**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{42,02.10^3}{348.100} = 1,21 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes** \checkmark

III.2.8 calculs a L'ELS :

- **Volée :** $q_u^v = 12,255 + 2.5 = 14,76 \text{ KN/m.}$
- **Palier :** $q_u^p = 7,45 + 2.5 = 9,95 \text{ KN/m.}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

B) Etude des paillasses**B-1) Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14,76 \times 2,10 + 9,95 \times 1,70 + 9,95 \times 1,20$$

$$R_A + R_B = 59,85 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow - (R_b \times 5) + (14,76 \times 2,1 \times 2,75) + (9,95 \times 1,7 \times 0,85) + (9,95 \times 1,20 \times (2,10 + 1,70 + 0,6)) = \Rightarrow$$

$$R_b = 30,43 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 29,42 \text{ KN}$

▪ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,70$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = R_A(x) - \frac{qu_1(x)^2}{2}$$

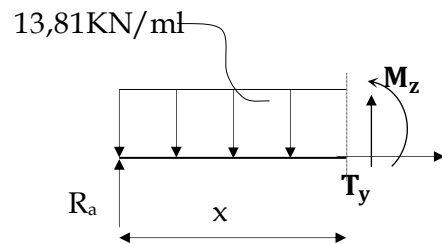
$$= 29,42(x) - \frac{9,95}{2}(x^2)$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,70 \rightarrow M_z = 35,654 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$= R_A - qu_1(x)$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 29,42 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,7 \rightarrow T_y = 12,505 \text{ KN}$



▪ **2^{eme} tronçon** $1,70 \leq x \leq 3,80$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$\text{Pour } x=1,7 \rightarrow M_z = 35,654 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3,8 \rightarrow M_z = 29,36 \text{ KN.m}$$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$\text{Pour } x=1,7 \rightarrow T_y = 12,505 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=3.8 \rightarrow T_y = -18,491 \text{ KN}$$

▪ **3^{eme} tronçon** $0 \leq x \leq 1,20$

$$T(x) = q_{u1}(x)$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow T_y = 11,939$

$$M(x) = -q_{u1}(x^2)/2$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow M_z = 29,36 \text{ KN.m}$

L'abscisse du moment max (M_{\max})

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,55$

$$M_{\max} = 29,42(x) - (9,95 \times 1,7) (x - 0,85) - 14,76 \frac{(x - 1,70)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 40,93 \text{ KN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 40,93 = 34,79 \text{ KN m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 40,93 = -12,28 \text{ KN m}$$

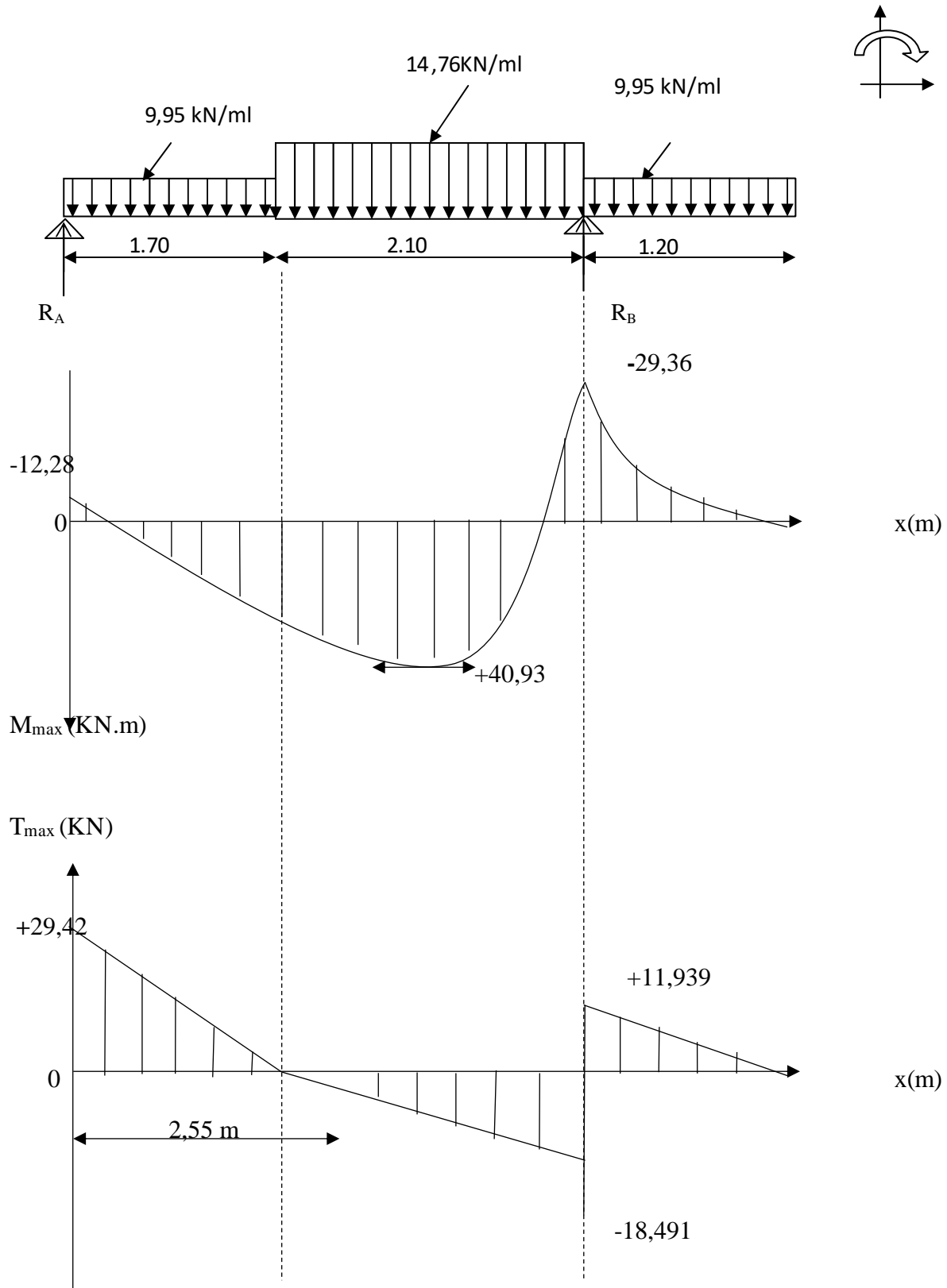


Figure III.2.4: Diagramme de chargement de la paille.

Vérification à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_s^v = 12,255 + 2.5 = 14,76 \text{ KN/m.}$

Palier : $q_s^p = 7,45 + 2.5 = 9,95 \text{ KN/m.}$

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) [2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

En travée :

• **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7,69}{100 \times 23} \times 100 = 0.33$

$\rho_1 = 0.33 \Rightarrow k_1 = 40,56 \text{ et } \beta_1 = 0.910$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{34,79 \times 10^3}{0.910 \times 23 \times 7,69};$

Donc : $\sigma_{st} = 216,15 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 216,15 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$

• **Contrainte dans le béton :**

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216,15}{40,56} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 5,33 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 5,33 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{100 \times 23} \times 100 = 0.196$

$\rho_1 = 0,196 \Rightarrow k_1 = 54,44 \text{ et } \beta_1 = 0.928$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,28 \times 10^3}{0.928 \times 23 \times 4,52};$

Donc : $\sigma_{st} = 127,29 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 127,29 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

• **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{127,29}{54,44} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = 2,34 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,34 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{380} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{19}{380} = 0,07 < \frac{56,44}{10 \times 47,97} = 0,118 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{7,69}{100 \times 23} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut faire le calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$\text{La flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{mm}$$

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec

\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différée = 10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

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

✓ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 7,69$$

$$B_0 = \underline{2615,35 \text{ cm}^2}$$

✓ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7,69 \times 23 = 33903,05 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = \underline{33903,05 \text{ cm}^3}$$

✓ Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{33903,05}{2615,35} = 9,93 \text{ cm}$$

$$; \text{Donc : } V_1 = \underline{12,96 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,96 = 12,04 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_2 = \underline{12,04 \text{ cm}}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (12,96 + 12,04) \frac{100}{3} + 15 \times 7,69 (12,04 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{142364,80 \text{ cm}^4}$$

✓ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 23} = 0,0033$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0033 \times ((2+3))} = 6,36$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{2,55}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 216,15 + 2,1} = 0,26$$

$$\mu = \underline{0,26}$$

✓ Calcul de l'inertie fictive If:

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 142364,80}{1 + 2,55 \times 0,26} = 94167,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fy} = \underline{94167,94 \text{ cm}^4}$$

✓ Calcul de flèche :

$$f = \frac{47,94 \times (3800)^2 \times 10}{10819 \times 94167,94} = 6,79 \text{ mm}$$

$$f = 6,79 \text{ mm.}$$

$f = 6,79 \text{ mm} < \bar{f} = 7,6 \text{ mm}$ Flèche est vérifiée. ✓

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées notre escalier sera ferrailleur comme suit

L'escalier sera ferrailleur comme suit :

En travée : 5HA14 avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

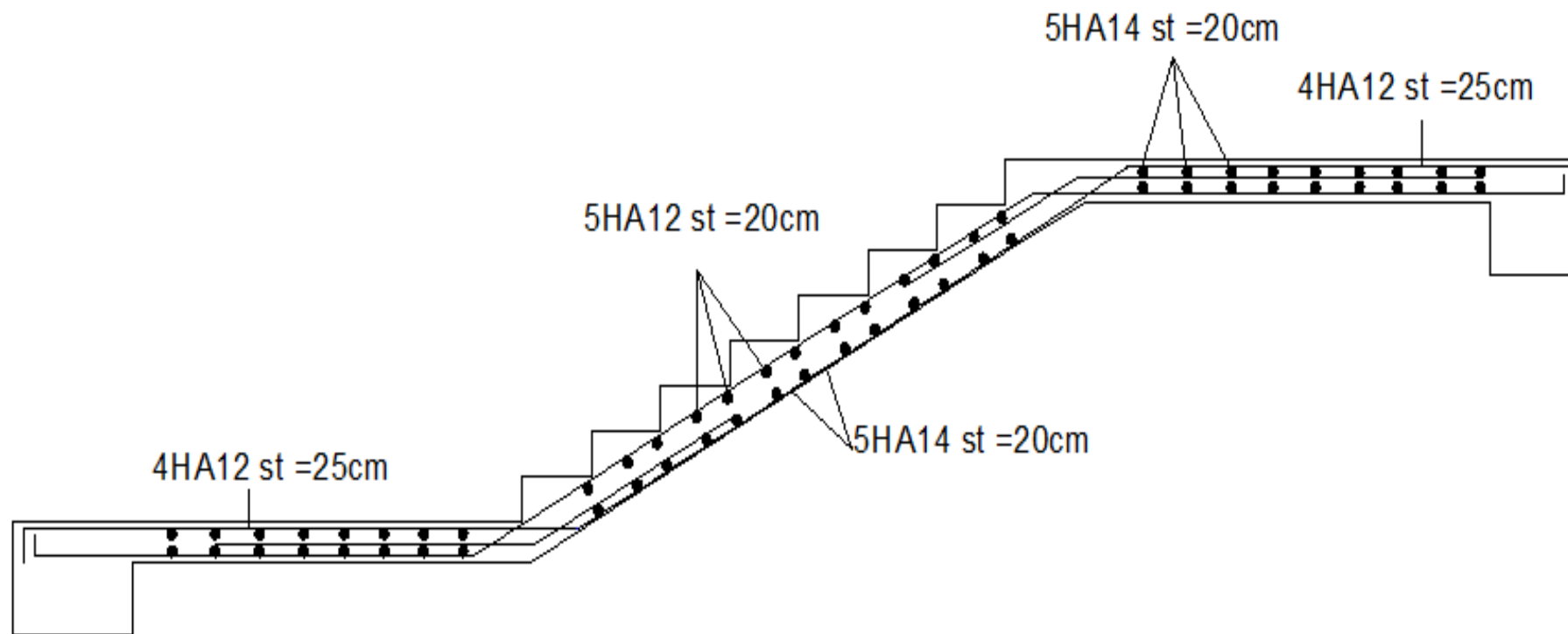


Figure III.2.5. Plan de Ferrailage d'escalier

III.3 Calcul de la poutre palière :**III.3.1 Introduction :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ($b \times h$). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.3.2 Pré dimensionnement

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

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

Avec :

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

L=350 cm

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm} \quad ;$$

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 25 cm****✓ Vérification des conditions sur RPA :**

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.4 < 4$$

Section adoptée

Poutre palière **→** **(25x35) cm²**

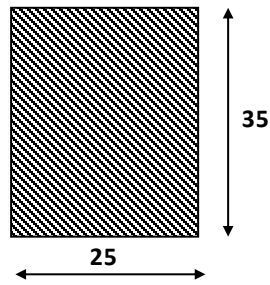


Figure. III.3.1 : pré dimensionnement De la poutre palière

III.3.3 Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,19 \text{KN/ml}$

Poids propre du mur : $(3,06 - 0,2) \times 2,94 = 8,41 \text{KN/ml}$

$$G_T = 2,19 + 8,41 = 10,6$$

Réaction du palier à l'ELU : $R_a = 40,66 \text{KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_a = 29,42 \text{KN/ml}$

III.3.4 Combinaison de charges

ELU $q_u = 1,35 G + R_a = 1,35 \times 10,6 + 40,66 = 54,97$

$$q_u = 54,97 \text{KN/ml}$$

ELS $q_s = G + R_a = 10,6 + 29,42 = 40,02$

$$q_s = 40,02 \text{KN/ml}$$

III.3.5 Etudes de la poutre a L'ELU :

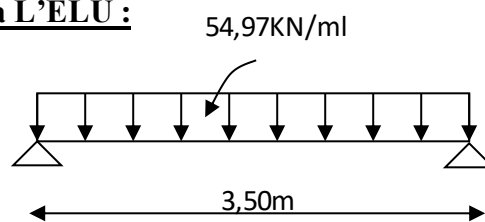


Figure. III.3.2 Schéma statique

Réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = q_u \times \frac{l}{2} = 54,97 \times \frac{3,50}{2} = 96,2 \text{KN}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_a - q_u(x) = 96,2 - 54,97(x)$$

$$T(0) = 96,2 \text{KN.m}$$

$$T(3,50) = -95,43 \text{KN.m}$$

Moment isostatique :

$$M = q_u \times \frac{l^2}{8} = 54,97 \times \frac{3,50^2}{8}$$

$$M = 84,17 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**En travée :**

$$M_t = 0,85M = 0,85 \times 84,17 = 71,54 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_A = 0,3M = 0,3 \times 84,17 = 25,25 \text{ KN.m}$$

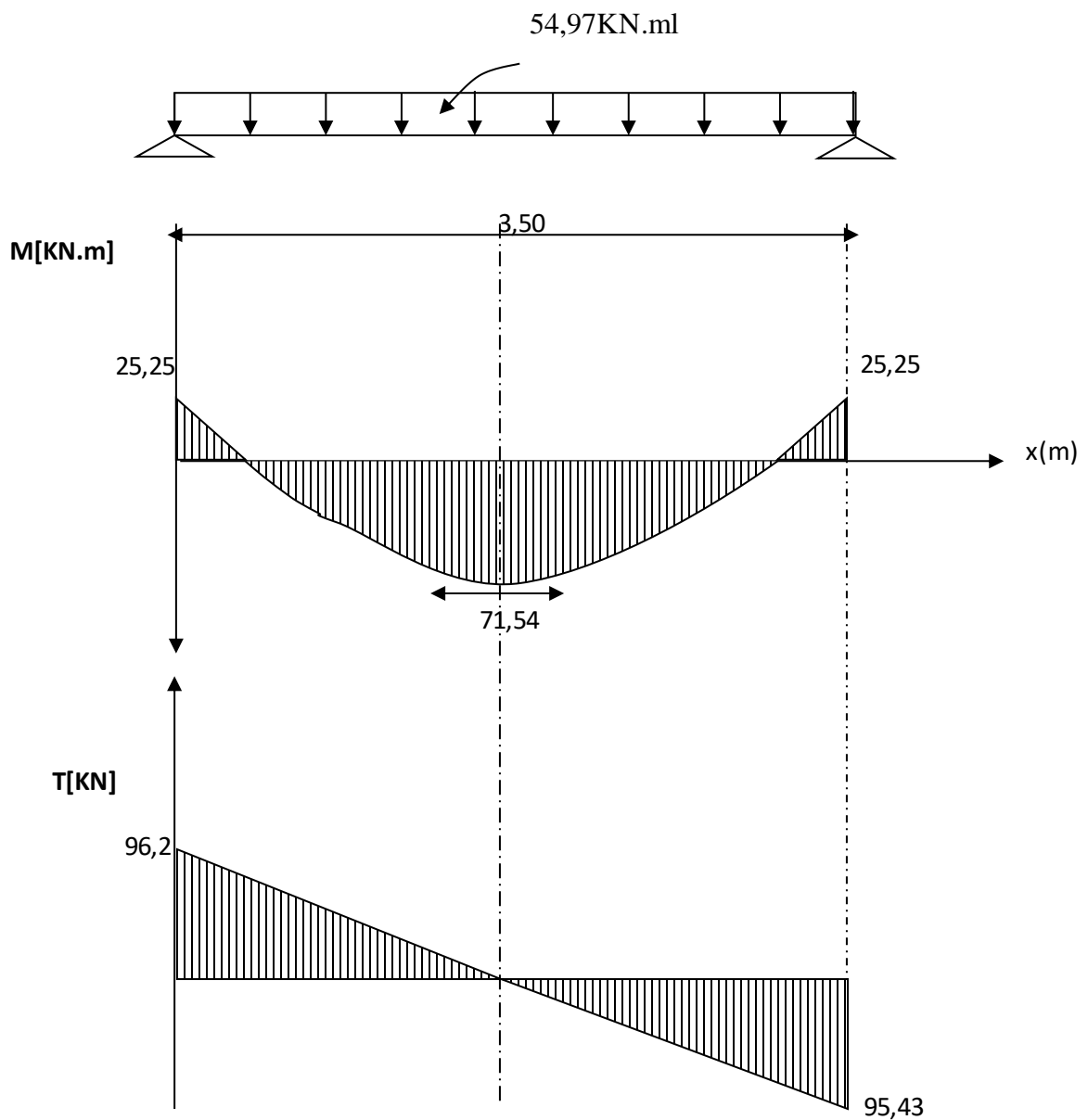


Figure III.3.3. Diagramme du moment et de l'effort tranchant

III.3.6 Ferrailage a l'ELU des armatures longitudinales :**En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71,54 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,19$$

$$\mu = 0,19 \Rightarrow \beta = 0.894$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,54 \times 10^3}{0,894 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA14 = 7,69 cm².**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25,25 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,25 \times 10^3}{0,964 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14 = 4,62cm².**

Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003) ...[2]

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ total} = 5\text{HA14} + 3\text{HA14} = 12,31 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

III.3.7 Vérification à l'ELU**A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) [2]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 33 = 0.99 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{ad} = 7,69 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$

Aux appuis : $A_{ad} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$

B) vérification aux cisaillements : (Art.A.5.1,1/ BAEL91) [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) \right\} \quad \text{Donc : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa.}$$

✓ **Calcul de τ_u :**

$$V_{max} = 96,2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{96,2 \times 10^3}{250 \times 330} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 1,17 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark.$$

Pas de risque de cisaillement.

C) Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91) [2]

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 $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96,2 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 219,8}$$

$$; \text{ Donc : } \tau_{se} = 1,47 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) [2]

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.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

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

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,39 \text{ cm ; On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

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 $L_s = 0.4 L_s = 20 \text{ cm}$

E) Influence de l'effort tranchant sur les armatures❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,) [2]**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{96,2 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,76 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 96,2 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 330} = 2,59 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark.$$

G) Calcul des armatures transversales▪ **Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91) [2]**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right) \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit: } \varphi_t = 10 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc: $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1, 232 / BAEL91) [2]

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(1,17 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 25} = 46,60 \text{ cm}$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- **Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91..... [2]**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(29,7 ; 40 \text{ cm}) = \underline{29,7 \text{ cm}}$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003) [2]**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\}\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right\}\right) = \min(8,75 ; 16,8 \text{ cm}) = \underline{8,50 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29,7 ; 8,75) = 8,75 \text{ cm}.$

On opte pour $S_{t \max} = 8,50 \text{ cm}.$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29,7 \text{ cm} ; 17 \text{ cm}) = 17 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 17 \text{ cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 17 \times 25 = 1,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopter}} > A_{\min} \text{ du RPA } \dots \dots \dots \sqrt{.}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales : :(Art 5.1,22 / BAEL91)..[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 17}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} > A_{\min} \text{ du BAEL } \dots \dots \dots \sqrt{.}$$

III.3.8 Vérification à l'ELS :**✓ Réactions d'appuis :**

$$q_s = 40,02 \text{ KN/ml}$$

$$R_a = R_b = q_u \times \frac{l}{2} = 40,02 \times \frac{3,50}{2} = 70,04 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_a - q_u(x) = 70,04 - 40,02(x)$$

$$T(0) = 70,04 \text{ KN.m}$$

$$T(3,50) = -70,04 \text{ KN.m}$$

Moment isostatique :

$$M = q_u \times \frac{l^2}{8} = 40,02 \times \frac{3,50^2}{8}$$

$$M = 61,28 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**En travée :**

$$M_t = 0,85M = 0,85 \times 61,28 = 52,09 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_A = 0,3M = 0,3 \times 61,28 = 18,38 \text{ KN.m}$$

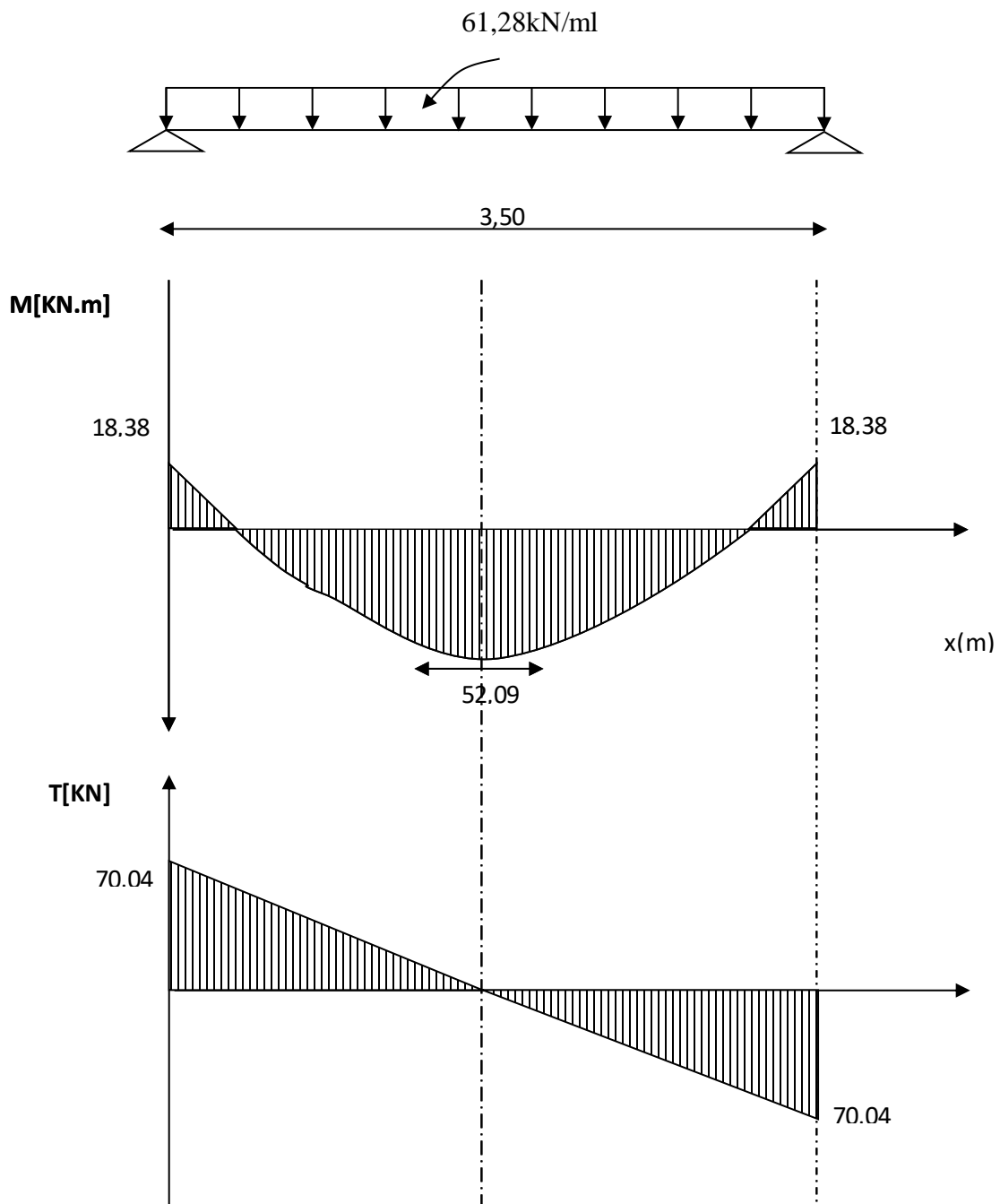


Figure III.3.4 Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

III.3.9 Vérification à l'ELS :

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.4.5,3/BAEL91) [2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2/BAEL91) ... [2]**✓ En travée**

- **Contrainte dans l'acier** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \beta : \text{En fonction de } \rho$$

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N:

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7,69}{25 \times 33} \times 100 = 0,93$$

$$\rho_1 = 0,93 \Rightarrow k_1 = 21,76 \text{ et } \beta_1 = 0,864$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{52,09 \times 10^6}{0,864 \times 330 \times 769};$$

$$\sigma_s = 237,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{st} = 237,57 \text{ Mpa}$ √.

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{237,57}{21,76} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} = 10,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \sqrt{.}$$

✓ Aux appuis

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,62}{25 \times 33} \times 100 = 0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \Rightarrow k_1 = 29,64 \text{ et } \beta_1 = 0,888$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18,38 \times 10^6}{0,888 \times 330 \times 462};$$

$$\text{Donc} : \sigma_{st} = 135,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 135,76 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{135,76}{29,64} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = 4,58 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,58 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

C) 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 :

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

$$\circ \frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.1$$

$$\circ \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\circ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\circ \frac{A_s}{b.d} = \frac{7,69}{25 \times 33} = 0.0093$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\circ \frac{h}{L} = \frac{30}{405} = 0.074$$

$$\circ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{52,09}{10 \times 61,28} = 0.085$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

✓ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

Armature en travée : 5HA 14 = 7,69 cm².

Armature aux appuis : 3HA 14 = 4,62cm².

Armatures transversales

- 1cadre et 1 étrier en HA8

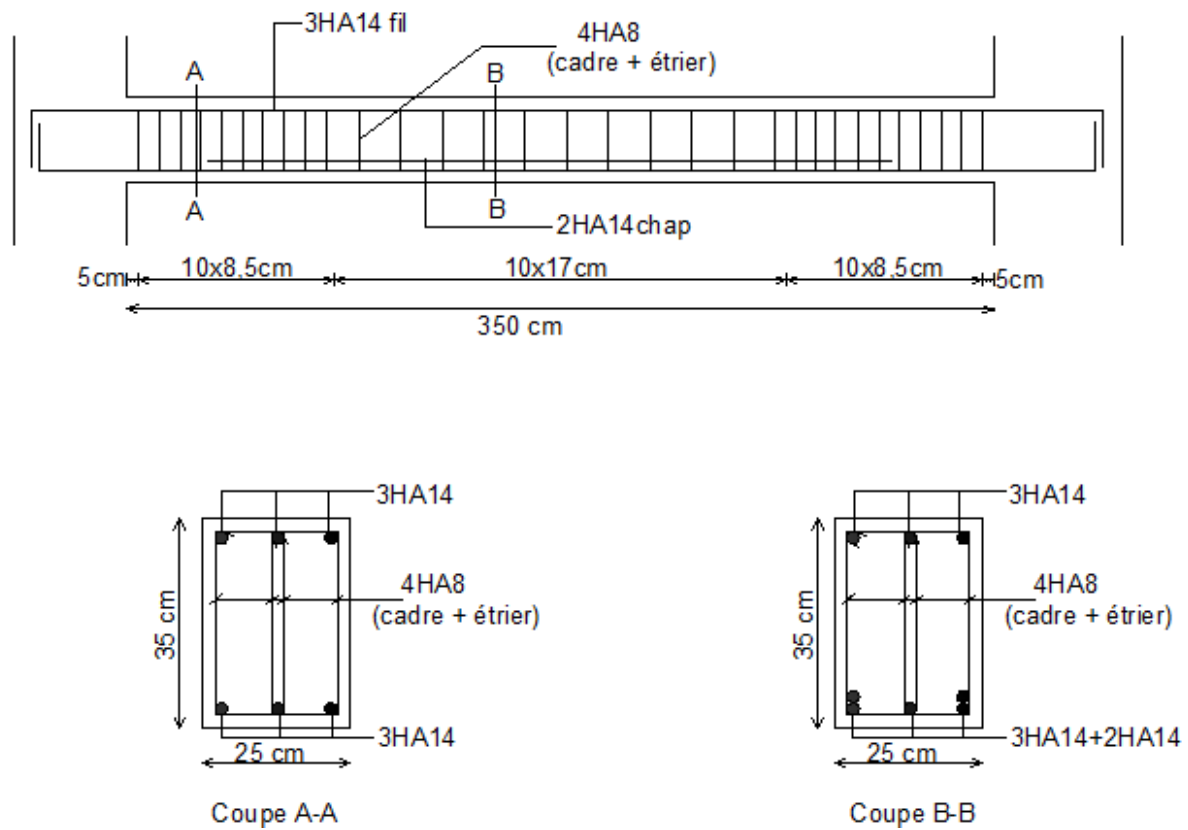


Figure III.3.5 Plan de Ferrailage de la poutre palière

III.4 Calcul des balcons :

III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec L : largeur du balcon

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15 \text{ cm}$$

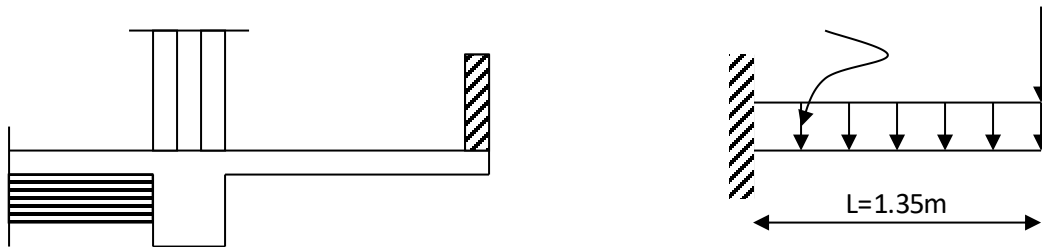


Figure III.4.1: Schéma statique du balcon.

III.4.2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m] de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton armé $G_1 = 5,51$ [KN/ml].

b- surcharge d'exploitation: $Q_1 = 3,5$ [KN/ml].

c- charge concentrée

Poids propre du garde-corps $G_2 = 1,7$ [KN/ml].

III.4.3 à l'ELU :

❖ Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle : $q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 (5,51) + 1,5 (3,5) = 12,69$ KN/ml

Pour le garde corps: $q_{u2} = 1,35 \times G_2 = 1,35(1,7) = 2,30$ KN/ml

❖ Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 2,30 + 12,69 \times 1,35 = 19,43$ KN.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$

$$M_u = 12,69 \times \frac{1,35^2}{2} + 2,30 \times 1,35$$

$$M_u = 14,67[\text{Kn.m}]$$

III.4.4 à l'ELS :

❖ Combinaison des charges :

Pour la dalle : $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,51 + 3,5 = 9,01 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{s2} = G_2 = 1,7 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations :

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$

$$M_s = \frac{9,01 \times 1,35^2}{2} + 1,7 \times 1,35$$

$$M_s = 10,51 \text{ KNm}$$

III.4.5 Ferraillage

➤ Le moment sollicitant

$$M_u = 14,67[\text{Kn.m}]$$

➤ Armatures principales

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

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

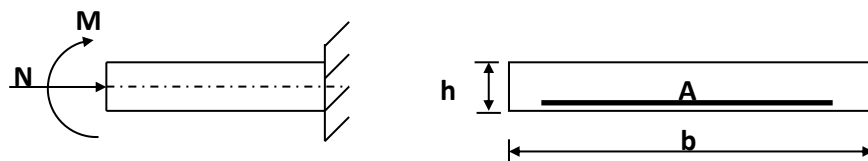


Figure III.4.2 : Schémas de calcul.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

Calcul les armatures principale(longitudinale) :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad M_u = 14,67[\text{Kn.m}]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,67 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.060$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.060 \Rightarrow \beta = 0.969$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,67 \times 10^6}{0.969 \times 130 \times 348} = 334,64 \text{ mm}^2 = 3,34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²/ml** avec $S_t = 25$ [cm]

Armature de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

III.4.6 Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91) [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

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

$$V_u = 19,43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19,43 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,150 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,150 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

C) L'adhérence des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91) [2]

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{Et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de

$$\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,43 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 1,10 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) [2]

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.

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,20 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

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 « Lc » est au moins égale à **0,4. Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 16cm**

E) Espacement des armatures

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

III.4.7 Vérification à l'ELS

➤ Calcul du moment sollicitant

$$M_s = 10,51 \text{ [Kn.m]}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) [2]

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) [2]

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{100 \times 13} \times 100 = 0.35$$

$$\rho_1 = 0.35 \Rightarrow k_1 = 39,35 \text{ et } \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,51 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{196,98 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 196,98 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

La section est justifiée vis – à – vis de l'ouverture des fissures $\sqrt{\quad}$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{39,35} x 196,98 = 5\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

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

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,52}{100x13} = 0,0035$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{M_s}{10.M_0} = \frac{10,51}{10.10,51} = 0,1$ $\frac{h}{L} = \frac{M_s}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$

Conclusion :

Les balcons seront ferrillés comme suit

- ❖ Armature principale : 4HA12 avec e=25 cm
- ❖ Armatures secondaires : 4HA10 avec e=25 cm

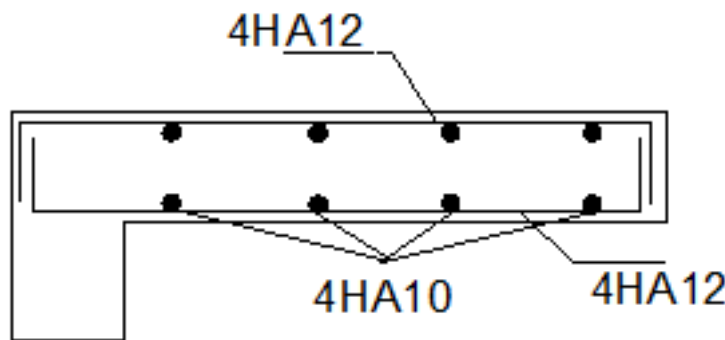


Figure III.4.3. Plan de ferrillage de balcon

III.5 Calcul des portes à faux :

III.5.1 Introduction :

La porte à faux en dalle pleine se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Ses dimensions sont :

Largeur $l = 1.35\text{m}$

Longueur $L = 4.20\text{m}$

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec L : largeur de la porte à faux

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13,5\text{cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15\text{cm}$$

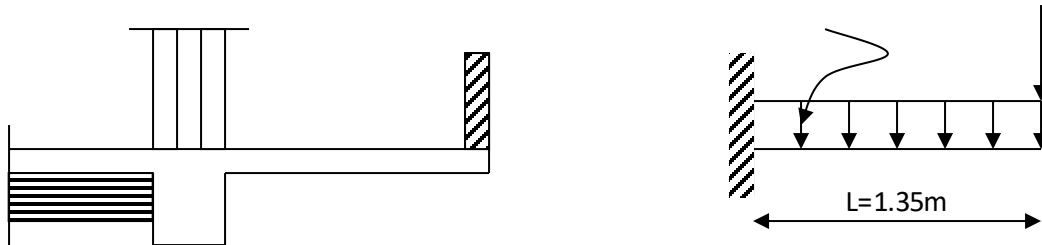


Figure III.5.1 : Schéma statique de la porte à faux.

III.5.2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1[m] de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton armé $G_1 = 6,35[\text{KN/ml}]$.

b- surcharge d'exploitation: $Q_1 = 3,5 [\text{KN/ml}]$.

c- charge concentrée

Poids propre du mur extérieur $G_2 = 2.94 (3,06 - 0.2) = 8,41[\text{KN/ml}]$.

III.5.3 à L'ELU :

❖ Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle : $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (6,35) + 1.5 (3,5) = 13,82\text{KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(8,41) = 11,35 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 11,35 + 13,82 \times 1,35 = 30 \text{KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$

$$M_u = 13,82 \times \frac{1,35^2}{2} + 11,35 \times 1,35$$

$$M_u = 27,92 \text{ KN.m}$$

III.5.4 à l'ELS:❖ Combinaison des charges :

Pour la dalle : $q_{s1} = G1 + Q1 = 6,35 + 3,5 = 9,85 \text{KN/ml}$

Pour le mur: $q_{s2} = G2 = 2,94 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

❖ Calcul des sollicitations :

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$

$$M_s = \frac{9,85 \times 1,35^2}{2} + 2,94 \times 1,35$$

$$M_s = 12,94 \text{KNm}$$

III.5.5 Ferrailage➤ Moment sollicitations

$$M_u = 27,92 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales

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

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

Calcul les armatures principale (longitudinale) :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad M_u = 27,92 [\text{Kn.m}]$$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,92 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,116$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.116 \Rightarrow \beta = 0.938$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,92 \times 10^6}{0.938 \times 130 \times 348} = 657,95 \text{ mm}^2 = 6,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7,69 cm²/ml avec S_t=20[cm]

➤ **Armature de répartition(transversale) :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit **4HA10** = 3.14[cm²] avec S_t=25[cm]

III.5.6 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91) [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

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

$$V_u = 30 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.23 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓

C) L'adhérence des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91) [2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{et : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ Mpa.}}$$

Calcul de : $\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{30 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 219.8}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \mathbf{1.17 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) ... [2]

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.

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,40 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm ; } \underline{\text{On prend}} \quad L_s = \mathbf{50 \text{ cm.}}$$

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. L_s** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\underline{\text{Armatures principales}} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\underline{\text{Armatures de répartition}} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St=25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$$

III.5.7 Vérification à l'ELS

➤ Moment sollicitant

$$M_s = 12,94 \text{ KN.m}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) [2]

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) [2]

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.69}{100 \times 13} \times 100 = 0.59$$

$$\rho_1 = 0.663 \Rightarrow k_1 = 28.86 \quad \beta_1 = 0.886$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.94 \times 10^6}{0.886 \times 130 \times 769}; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 146,09 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_s = 146,09 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

La section est justifiée vis – à – vis de l'ouverture des fissures

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{28,86} \times 146,09 = 5,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,06 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$$

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

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{7.69}{100 \times 13} = 0,0059$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{12,94}{10 \times 12,94} = 0,1$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$

Conclusion : Les portes a faux seront ferrillé comme suit

- ❖ **Armature principale : 5HA14 avec e=20 cm**
- ❖ **Armature secondaire : 4HA10 avec e=25 cm**

III.6 Calcul des planchers

III.6.1 Introduction

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm, sauf pour les balcons, le porte à faux, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

1. Nervures appelées poutrelles de section en T.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
3. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

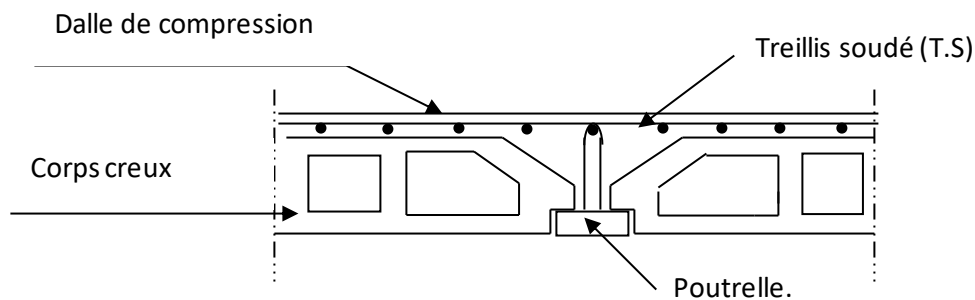


Figure III.6.1 : Schéma d'un plancher en corps creux

III.6.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423) [2]

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80cm$
- ✓ L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm

Armatures \perp aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

On adoptera **5HA4/ML** = 0,63 cm^2 / ml.

Armatures // aux poutrelles

▪ A.N $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{\parallel} = \frac{0,63}{2} = 0.315$$

On adoptera **5HA4/ML** = 0,98 cm^2 / ml.

✓ Conclusion

On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)**.

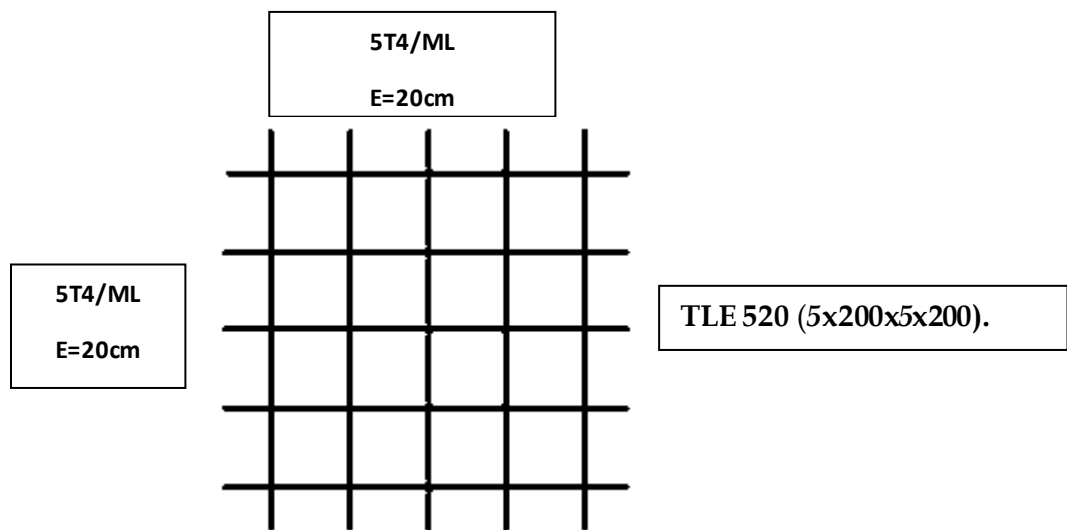


figure III.6.2 : Treillis soudés

III.6.3. Calcul des poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G = 0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ML**

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

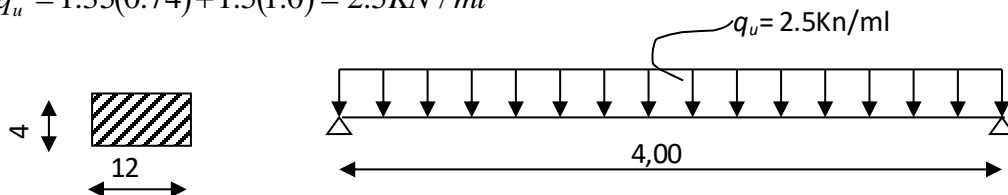


figure III.6.3 Schéma statique de la poutrelle.

* Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(4)^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

* Effort tranchant :

$$T = \frac{q_l}{2} \quad T = \frac{2.5(4)}{2} = 5 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

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

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 7,33 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires

à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

▪ **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

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

1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L / Art A.4.1, 3) [2]

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

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{400}{10} ; \frac{65 - 12}{2} \right)$; **Donc** $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

On a: $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$

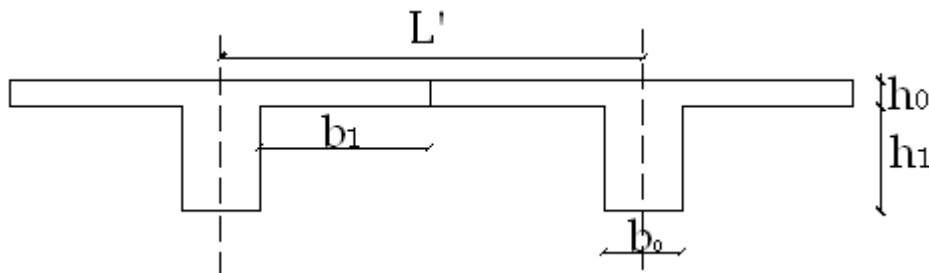


Figure III.6.4. : Les poutrelles

Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (400 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : largeur de l'hourdis (26.5cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

c)-Poids des planchers :

➤ **Plancher terrasse:**

Charges permanentes : $G = 6.35 \times 0.65 = 4.127 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

Charges permanents $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage commercial :**

Charges permanents $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 4 \times 0.65 = 2,6 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**

Charges permanentes $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

d)-Combinaison de charges :

➤ **Plancher terrasse :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.127 + 1.5 \times 0.65 = 6.57 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4.127 + 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 0,975 = 6,24 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.54 + 0,975 = 4,52 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage commercial :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 2,6 = 8,68 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.54 + 2,6 = 6,14 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 1,625 = 7.22 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.54 + 1.625 = 5.17 \text{ KN/ml}$

III.3.4 Méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ Les conditions d'application

1 La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 .

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$$

$$2G = (2 \times 5.45, 2 \times 6.35) = (10.9, 12.7)$$

$$Q = (1.5, 2.5, 1, 4) \leq (10.9, 12.7, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2 La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.....**condition vérifier.**

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,00}{2,20} = 1,82 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{2,20}{3,80} = 0,58$$

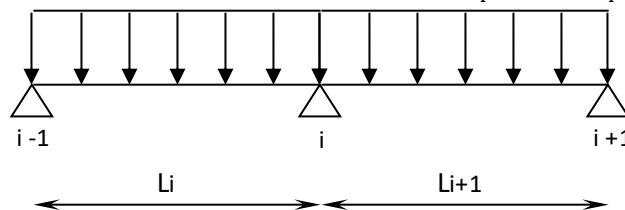
\Rightarrow La condition n'est pas vérifiée

Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

• Méthode des 3 moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire.

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = \frac{-q_i \times l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4}$$



▪ **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement

Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul des efforts :**

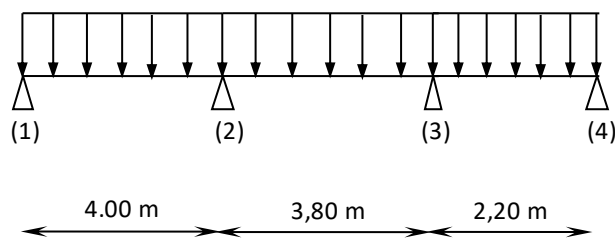


Figure III.6.5 : Schéma statique de la poutrelle

▪ **1- Moments aux appuis :**

$$Q_u = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{▪ } 8M_1 + 4M_2 = -138,88$$

$$\text{▪ } 4M_1 + 15,6M_2 + 3,80M_3 = -257,95$$

$$\text{▪ } 3,80M_2 + 12M_3 + 2,2M_4 = -142,18$$

$$\text{▪ } 2,20M_3 + 4,4M_4 = -23,11$$

Les résultats sont les suivantes :

$$\text{▪ } M_1 = -11,48 \text{ KNm}$$

$$\text{▪ } M_2 = -11,66 \text{ KNm}$$

$$\text{▪ } M_3 = -7,92 \text{ KNm}$$

$$\text{▪ } M_4 = -1,29 \text{ KNm}$$

▪ **Moment en travées :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_{i+1} \times \frac{X}{l} \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1).$$

Avec : $\mu(X) = \frac{q}{2} X \times (l - X)$

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travées	L (m)	qu (KN.m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _{t(x)} (KN.m)
1-2	4,00	8,68	-11,48	-11,66	1,99	5,79
2-3	3,80	8,68	-11,66	-7,92	2,01	5,93
3-4	2,20	8,68	-7,92	-1,29	1,45	1,17

Tableau III.6.1. Calcul des moments en travées

Remarque :

Les moments calculer par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène, A cause de la faible résistance a la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes.

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -7,65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0,86 \text{ KN.m}$$

-Augmentations de 1/3 pour les moments en travées :

On aura en travée les résultats suivants :

$$M_t (1-2) = 7,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t (2-3) = 7,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t (3-4) = 1,56 \text{ KN.m}$$

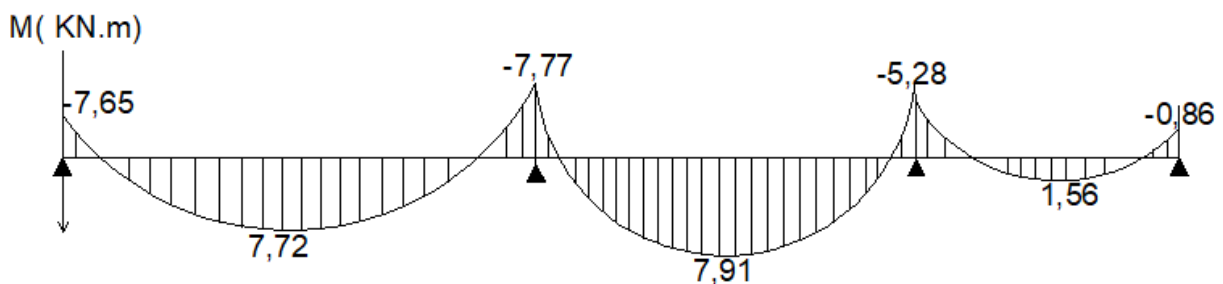


Figure III.6.6 Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m)

Calcul des efforts tranchants :

T_i et T_{i+1} : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dx} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travées	$T_I(X=0)$ (KN)	$T_{I+1}(X=1)$ (KN)
1-2	17,33	-17,39
2-2	17,15	-15,84
2-3	12,69	-6,41

Tableau III.6.2. Calcul des efforts tranchants à l'ELU

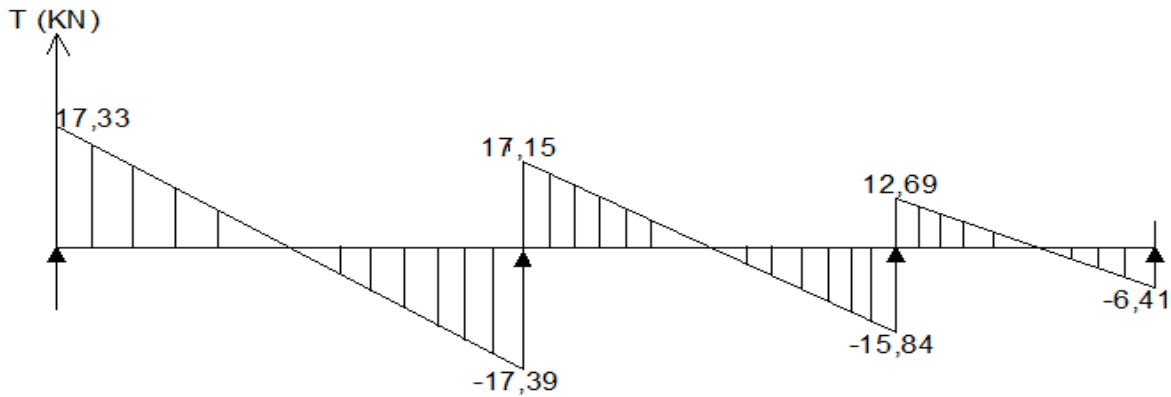


Figure III.6.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KNm)

-Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = 6,14 \text{ KN/mL}$$

$$q_u = 8,68 \text{ KN/m} \quad \frac{q_s}{q_u} = \frac{6,14}{8,68} = 0,707$$

➤ **Les moments aux appuis à L'ELS :**

$$M_1 = -7,65 \times 0,707 = -5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,77 \times 0,707 = -5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5,28 \times 0,707 = -3,73 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0,86 \times 0,707 = -0,61 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées à L'ELS :**

$$M_{t1} = 7,72 \times 0,707 = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 7,91 \times 0,707 = 5,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 1,56 \times 0,707 = 1,10 \text{ KN.m}$$

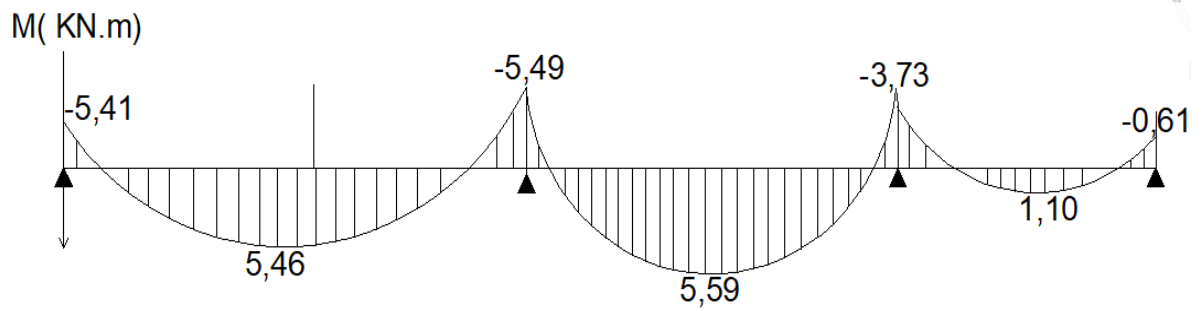


Figure III.6.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ **Calcul des efforts tranchants à l'ELS :**

Travées	$T_i (X)$ (KN)	$T_{i+1} (X=1)$ (KN)
1-2	12,26	-12,3
2-3	12,13	-11,21
3-4	8,17	-5,34

Tableau III.6.3. Calcul des efforts tranchants à l'ELS

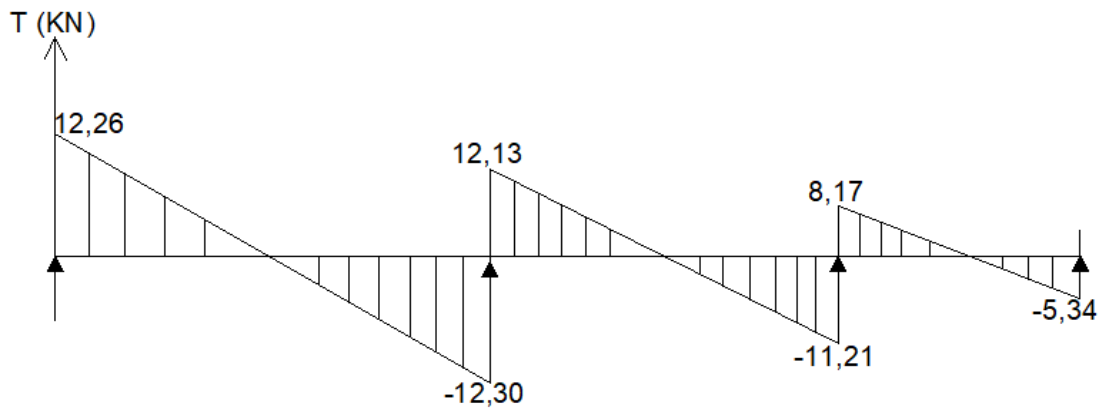


Figure III.6.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KNm)

➤ **Calcul des armatures :**

1-Armatures longitudinales :

❖ **En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 7,91 \text{ KN.m}$$

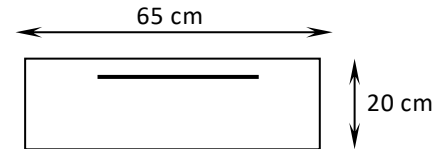
$$b = 65\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{ MPa}, h_0=4\text{cm}, d=h-c=20-2=18\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M = 59.07\text{KN.m}$$

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression



Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,91 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.026 < 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,91 \times 10^6}{0.987 \times 180 \times 348} = 127,94\text{mm}^2 = 1,28\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA10= 2.35cm²

❖ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 7,77\text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,77 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.141 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.141 < 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,77 \times 10^6}{0,923 \times 180 \times 348} = 134,39\text{ mm}^2 = 1,34\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 1HA14= 1,54 cm²

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,571 \text{ cm}$$

θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Soit : $A_t = 0,57 \text{ cm}$

On choisit un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,56\text{cm}^2$

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

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$(A_t \times f_e) / (b_0 \times S_t) \geq 0,4 \text{ MPa} ; (0,57 \times 235) / (12 \times 16) = 0,697 > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc : $s_t = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2,35 cm²**

Aux appuis : **1HA14 = 1,54 cm²**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0,56 cm²**

➤ Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ Vérification au cisaillement:

$$T_{\max} = 17,33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{17,33 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,80 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

$\tau_u = 0,80\text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):**

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec : $a = 0.9d$

$$T_{\max} = 17,33\text{KN} < 129,6\text{KN} \rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN (C.V)}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,33 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,14\text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23):**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times T_s} = 35,27\text{cm}$$

$$T_s = 0,6 \psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_s}{\varphi} = 35,27 \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

Pour $\varphi = 10\text{mm}$, $L_s = 35,27\text{cm}$ et $L_a = 0,4L_s = 14,11\text{cm}$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

Vérification à L'ELS :**État limite de compression de béton : BAEL91 modifier 99 (Art A.5.1.22).**On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = f_{c28} \times 0.6 = 15 \text{ MPa}$

$$M_t^{\max} = 5,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,49 \text{ KN.m}$$

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,53 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ K = 30,87 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} \quad \sigma_s = \frac{5,49 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 302,93 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{302,93}{30,87} = 9,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,81 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{5,59 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 154,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{154,38}{19,72} = 7,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L. U sont suffisantes.

Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des états intermédiaires, on peut

Cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

- 1) $\frac{h}{\ell} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{5.59}{15 \times 5} = 0.074$ Condition n'est pas vérifiée
- 3) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 > \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition non vérifiée

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

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10819$ MPa)

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

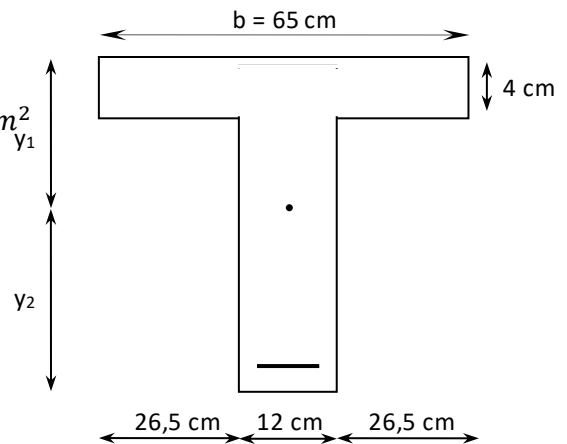
$$S_{XX'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

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



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

$$I_0 = 20003,238 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B0 : Section du béton.

S/XX' : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1,5$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,238}{1 + (1,5 \times 0,59)} = 11672,98 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,59 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10819 \times 11672,98 \times 10^4} = 7,08 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

➤ Plan de ferrailage du plancher :

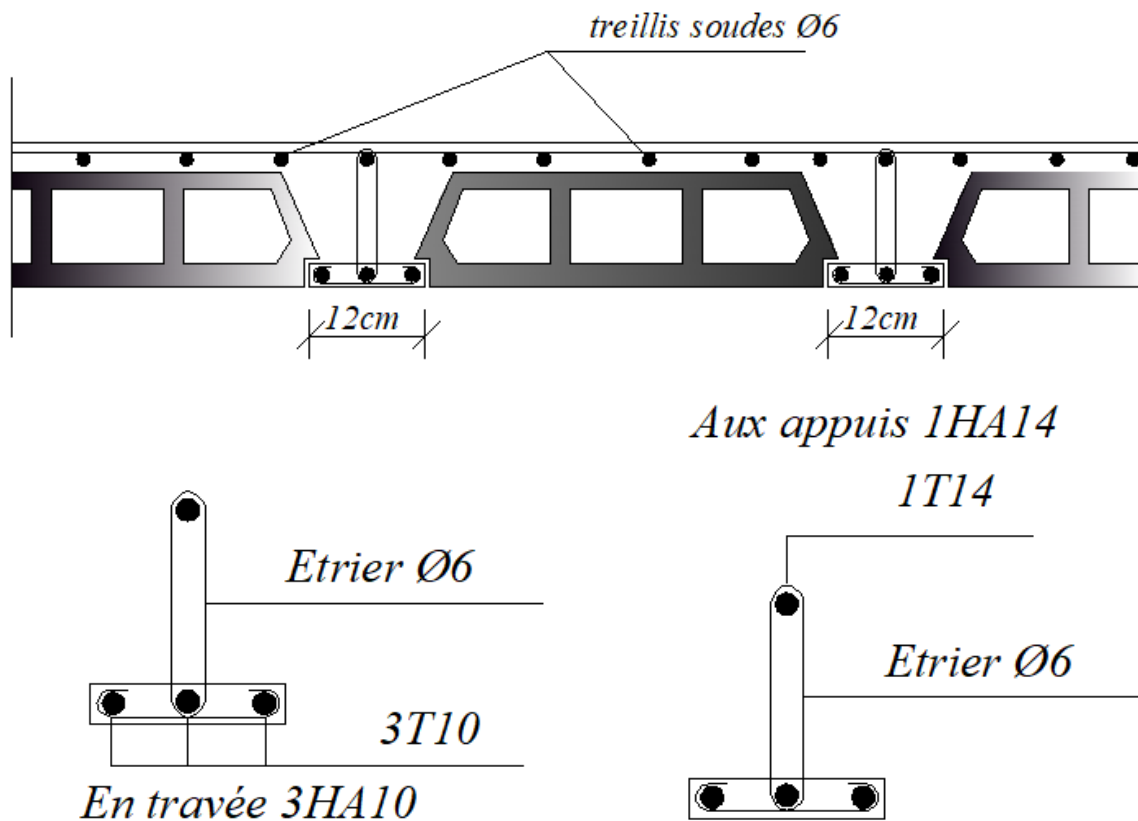


Figure III.6.10 Plan de ferrailage du plancher

III.7. Étude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

a- Pré dimensionnement

La hauteur : $h=35$ cm

La largeur : $b= 25$ cm

Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187$ KN/ml

Poids du mur (double cloison) : $(3,06-0,25) \times 2,36 = 6,63$ KN/ml

Poids du plancher : $5,45 \times (0,65/2) = 1,77$ KN/ml

$$G = 10,59 \text{ KN/m}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,488 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

à l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$= 1,35 \times 10,59 + 1,5 \times 0,488 = 15,03 \text{ KN/ml} \quad \text{à l'ELS :}$$

$$q_s = G + Q = 10,59 + 0,488 = 11,078 \text{ KN/ml}$$

III.6.1. Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

$$q_u = 15,03 \text{ kN/ml}$$

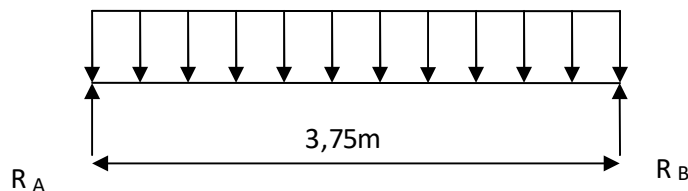


Figure. III.7.1 : Schéma de chargement

Réaction d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,03 \times 3,75}{2} = 28,18 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$T(0) = R_a = 28,18 \text{ KN}$$

$$T(3,75) = R_b = -28,18 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,03 \times 3,75^2}{8} = 26,42 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

$$\text{-moment en travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 26,42 = 22,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{-moment aux appuis : } M_a = -0,30 M_0 = -0,30 \times 26,42 = -7,93 \text{ KN.m}$$

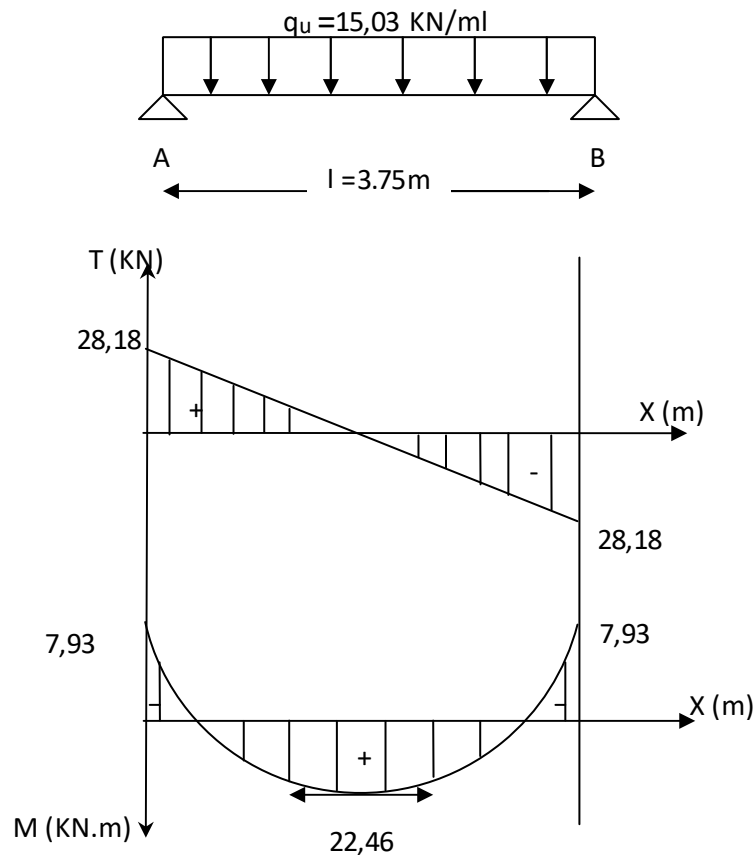


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.7.3. Étude de la poutre à l'ELS :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

Réaction d'appuis.

$$q_u = 11,078 \text{ KN.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,078 \times 3,75}{2} = 20,77 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$T(0) = R_a = 20,77 \text{ KN}$$

$$T(3,75) = R_b = -20,77 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{11,078 \times 3,75^2}{8} = 19,47 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

$$\text{-moment en travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 19,47 = 16,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{-moment aux appuis : } M_a = -0,30 M_0 = -0,30 \times 19,47 = -5,84 \text{ KN.m}$$

III.7.4. Calcul des armatures :**a. Armatures longitudinales :**

$$\text{L'enrobage : } c = 2 \text{ cm}$$

$$\text{La hauteur utile : } d = 33 \text{ cm}$$

$$M_t = 22,46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7,93 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,46 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,06 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,46 \times 10^6}{0,969 \times 330 \times 348} = 201,8 \text{ mm}^2 = 2,02 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA12 = 3,39 cm²

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,93 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,02 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,93 \times 10^6}{0,990 \times 330 \times 348} = 70 \text{ mm}^2 = 0,70 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA12 = 3,39 cm²

b- Armatures transversales : BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2)

- Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{ 10, 25, 12 \} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier,

- Espacement : BAEL 91 modifiée 99 (Art A.5.1.22)

$$S_{t \max} \leq \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7, 40 \text{ cm} \}$$

On opte pour $S_{t \max} = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement vérifier.

- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi \right\} = \{ 8,75; 14,4 \} \text{ cm}$$

$$S_t = 8,75 \text{ cm}$$

- En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

III.6.5. Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité

[B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 33 = 0,996$$

Aux appuis $A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section est vérifiée

En travées $A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section est vérifiée

b-Vérification aux cisaillements : [B.A.E.L91/Art A-5-1-1] :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

✓ **Calcul de T_u :**

$$V_{\max} = 28,18 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28,18 \times 10^3}{250 \times 330} ; \text{Donc : } \tau_u = 0,34 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark.$$

Pas de risque de cisaillement.

C-Influence de l'effort tranchant sur les appuis :

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.1.5.1.313)

Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,33 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 28,18 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les aciers :

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Avec } A_a = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(28,18 \times 10^3 + \frac{7,93 \times 10^2}{0,9 \times 33} \right) = 0,81$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement en constatant que l'effort tranchant T_U n'a pas d'influence sur les armatures intérieures.

d-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barres :

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1.3).

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,18 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04}$$

; Donc : $\tau_{se} = 0,84 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \sqrt{\dots}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e-Ancrage des barres : BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s} = 42,33 \text{ cm}$$

les armatures doivent comporter des crochets vus que la longueur de scellement est importante.

Aux appuis : $L_c = 0,4 L_s = 16,93 \text{ cm}$

III.7.6. Vérifications à l'ELS :

a-Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.3)

La fissuration est très préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

b-Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2)

En travée :

-Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,901 \\ K_1 = 35,50 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,5F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\} = \min\{200, 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{16,55 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 164,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \min\{0,5F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\}$$

Condition vérifier

-Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = f_{c28} \times 0,6 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164,19}{35,50} = 4,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,901 \\ K_1 = 35,50 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,5F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\} = \min\{200, 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} \sigma_s = \frac{5,84 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 57,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \min\{0,5F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\}$$

Condition vérifiée.

-Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = f_{c28} \times 0,6 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{57,94}{35,50} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

c- Vérification de la flèche :

BAEL91 modifiée 99 (Art B 6.5.2).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{375} = 0,093$$

$$\frac{1}{16} = 0,0625.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041$$

$$\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{375} = 0,093$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{16,55}{10 \cdot 19,47} = 0,085$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

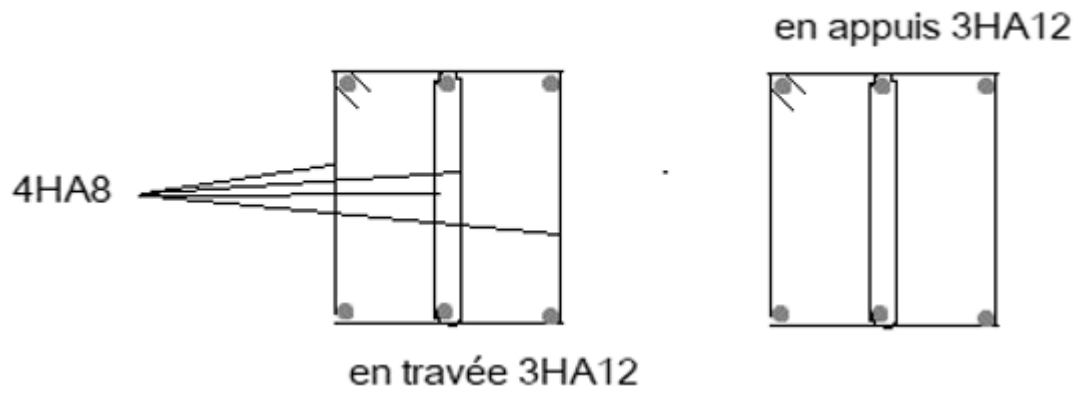


Figure III.7.3 Plan de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8 Étude de la salle machine :

III-8-1- Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1,40 \times 1,40)$ m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur, avec une vitesse d'entraînement qui égale à 1 m/s.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre 2).

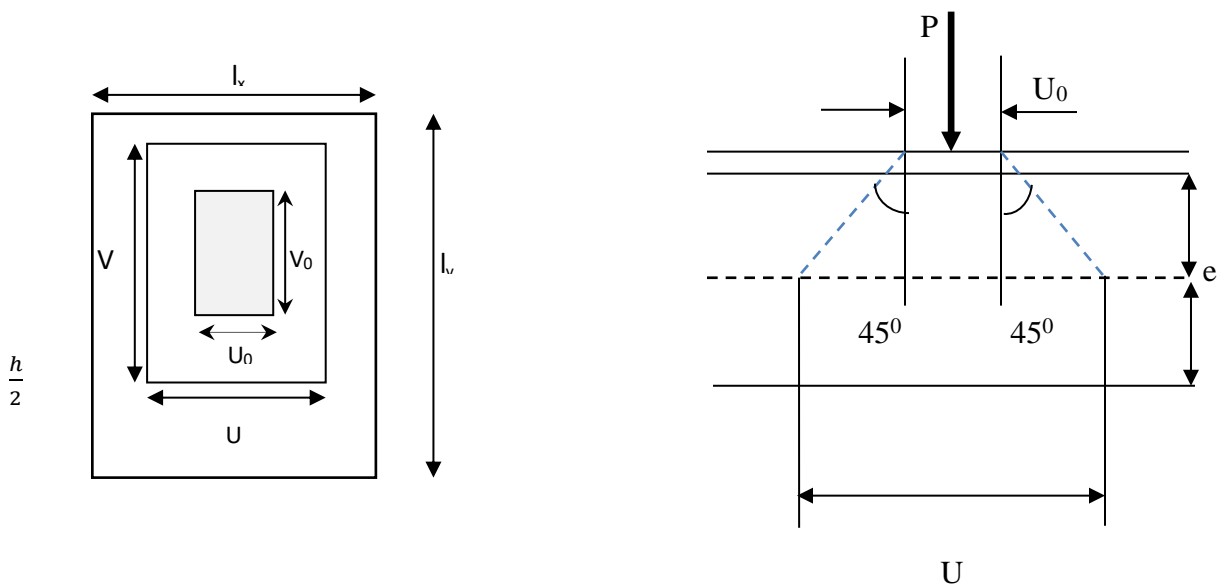


Figure.III.8.1 : schéma statique de la salle machine

III.8.2 -Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,66 \text{ cm}$$

Nous avons l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12cm (RPA99/V 2003), et dans notre cas on opte une $e_p = 15$ cm (Voir chapitre 2).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{140} = 1 > 0,4$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul de U et V

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

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

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

Avec :

$(U_0 \times V_0)$: la surface de contact.

$\xi = 1$: Coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton.

$e = 5\text{cm}$: l'épaisseur de revêtement.

U_0, V_0 : Cotés de rectangle dans lequel la charge concentrée.

h_0 = épaisseur de la dalle

$$\begin{cases} U_0 = 80\text{cm.} \\ V_0 = 80\text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow U = 105\text{ cm,} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow V = 105\text{cm.} \end{cases}$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

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

M_1 et M_2 : Coefficients donné par les abaques **PIGEAUD** en fonction des rapports,

(U / L_x) et (V / L_y) .

ν : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{a L'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{a L'ELS} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,8 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0,053$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{140} = 0,8 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0,053$$

III-8-3-Calcul à l'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1.35P$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_{x1} = 121,5 \times 0.053 = 6,439 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,053 = 6,439 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_{x2} M_{y2} du au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{140} = 1$$

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \quad \longrightarrow \quad$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho_x = 1$$

D'où :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

• Le poids propre de la dalle : $G = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

• La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN /m}^2$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN /m}^2$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,56 \times (1,40)^2 = 0,473 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0,473 = 0,473 \text{ KN m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,912 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,912 \text{ KN.ml}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

• **En travée :**

$$M_{u_x} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,912 = 5,875 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{u_y} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,912 = 5,875 \text{ Kn.m.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{a_x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 6,912 = 2,074 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{a_y} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 6,912 = 2,074 \text{ Kn.m.}$$

Détermination de la section des armatures :**En travée :**

On a : $d=13 \text{ cm}$; $c=2 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $M_{tx}=M_{ty}=5,875 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,875 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

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

$$A_f = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,875 \times 10^6}{0.988 \times 130 \times 348} = 131.4 \text{ mm}^2 = 1,31 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{St} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

Aux appuis :

On a : $d=12 \text{ cm}$; $c=2 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $M_{ax}=M_{ay} = 2,074 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,074 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.01 \longrightarrow \beta = 0.995$$

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

$$A_f = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,074 \times 10^6}{0.995 \times 130 \times 348} = 46,07 \text{ mm}^2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{St} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

III.8.4 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non-fragilité****(Art B.7.4/BAEL91) :****Direction Y-Y :**

$$W_Y \geq W_0 = 0,0008.$$

Direction X-X :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :**A_{min} :** Section minimale d'armatures.**S :** section totale du béton.**W₀ :** taux d'acier minimal = 0,0008Pour (acier HA FeE400) \longrightarrow **W₀=0.8%**

$$A_{\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{\min} \geq 0,0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 1] 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

A_{min} = 1,2 cm² < A_t = 3,14 cm² **condition verifier.**A_{min} = 1,2 cm² < A_t = 3,14 cm² **condition vérifier.****b) Diamètre minimal des barres****BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.21) :**

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Direction principale**

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

$$St = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition verifier.}$$

❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition verifier.}$$

d) Vérification au poinçonnement :**(Art A.5.2.42/BAEL91)**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : charge de calcul à L'ELU

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le feuillet moyen

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 4,2\text{m.}$$

$$P_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35(90) = 121,5 \text{ KN} < P_u = 472,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle : **BAEL 91 modifiée 99 (Art A .5.2.2)**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$b = 1\text{m} \quad ; d = 0,9h = 13,5 \text{ m}$$

• Au milieu de u :

$$V_u = P_u / (2u + v).$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

• Au milieu de v :

$$V_u = P_u / 3u = P / (2v + u).$$

$$V_u = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,296 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

III-8-5-Calcul à l'ELS :

a) Calcul des moments :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \nu = 0,2.$$

M_1 et M_2 sont déterminé auparavant après interpolation à partir des abaques de **PIGEAUX**.

Alors:

$$M_{x1} = 90 (0,053 + 0,2 \times 0,053) = 5,724 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 90 (0,053 + 0,2 \times 0,053) = 5,724 \text{ KN.m.}$$

Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$\rho_x = 1 \quad \nu = 0,2.$$

D'où :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (1,4)^2 = 0,411 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,411 = 0,411 \text{ KN.m} \\ q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$M_x = 5,724 + 0,411 = 6,135 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 5,724 + 0,411 = 6,135 \text{ KN m.}$$

✓ **Remarque**

En tenant compte des semi-encastrement de la dalle au niveau des voiles, ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et aux appuis par (0,30)

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,135 = 5,215 \text{ Kn.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 6,135 = 1,841 \text{ Kn.m.}$$

III-8-6-Vérifications à l'Etat Limite de Service L'ELS :

a) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

En travée:

$$M_t = 5,215 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 13} \times 100 = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \Rightarrow k_1 = 48,292 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,215 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314}; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 138,71 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{48,29} \times 138,71 = 2,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Aux appuis :

$$M_t = 1,841 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 13} \times 100 = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \Rightarrow k_1 = 48,292 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,841 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314}; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 48,97 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{48,29} \times 48,97 = 1,014 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,014 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

c) Vérification de la flèche :

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

$$1) \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xu}}{20 M_{xs}} \quad 2) \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{5,215}{20 \times 6,135} = 0,043. \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0,005. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

❖ **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement de 25cm.

Aux appuis : 4 HA10/ml Avec : $e = 25\text{cm}$.

Sens y-y :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement de 25cm.

Aux appuis : 4 HA10/ml Avec : $e = 25\text{cm}$.

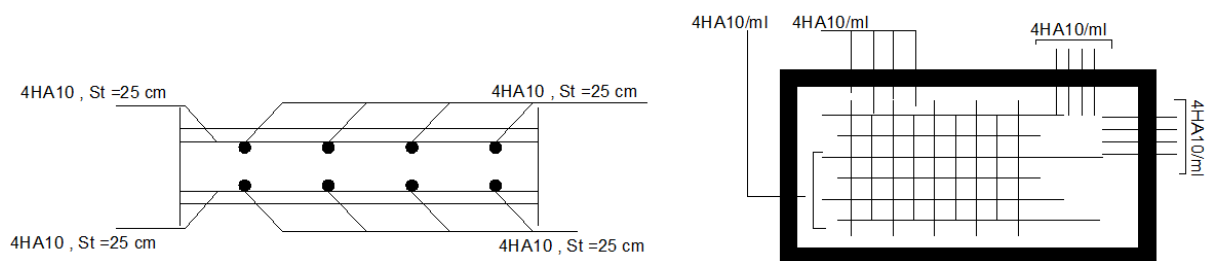


Figure III.8.2 Plan de ferrillage de la salle machine

III-9- Dalle pleine :**III-9-1- Introduction :**

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur quatre côtés, d'épaisseurs de 15 cm.

III.9.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

Soit l_x , l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{1,35}{3,50} = 0,40 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans

Un seul sens :

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$
 $\rho = 0.40 \rightarrow \mu_x = 0.1094$ et $\mu_y = 0.250$

Poids de la dalle : **G = 6.35KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q = 2.5KN/ml.**

B) Calcul a l'ELU :

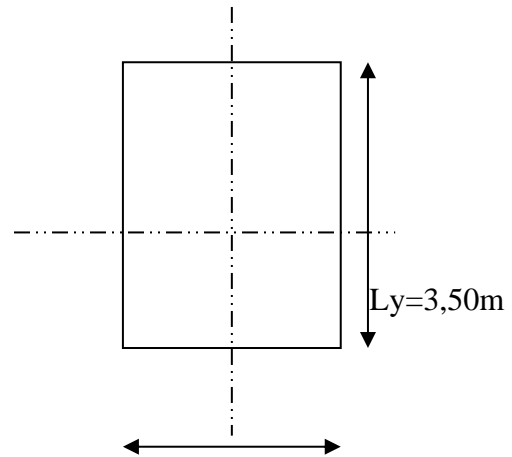
$$q_u = 1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5 = 12.32 \text{ KN/m.}$$

$$M = q_u \times \frac{l^2}{8} = 12.32 \times \frac{1,35^2}{8} = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 2,81 = 2,388 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,4 M_x = 0,4 \times 2,81 = 1,124 \text{ KN.m}$$



C) Ferrailage :➤ **Armature principal:**➤ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{2,388.10^3}{100.13^2. 14,2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{2,388.10^3}{0,995.13.348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{1,124.10^3}{100.13^2. 14,2} = 0,0046$$

$$\mu = 0,0046 \Rightarrow \beta = 0,998 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{1,124.10^3}{0,998.13.348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **e=25cm**

III.9.3 Vérifications à l'état limite ultime**A) E spacements des armatures**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Direction principale**

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

$$St = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \sqrt$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm}$$

C) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13 = 1,57 \text{cm}^2$$

En travée : $A_{ad} = 3,14 \text{cm}^2 > 1,57 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Aux appuis : $A_{ad} = 3,14 \text{cm}^2 > 1,57 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ Au milieu de l_x

$$T_u^1 = p / (2l_y + l_x) \quad \text{avec } p = q l_x l_y = 58,212 \text{KN}$$

$$T_u^1 = 6,97 \text{KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{6,97 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,054 \text{MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,054 \text{MPa} < 1,16 \text{MPa}$$

$\tau_u < 1,16 \text{Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$

E) 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 $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de $\sum U_i$ $\sum U_i = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{6,97 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6}$$

Donc : $\tau_{se} = 0,47 \text{Mpa.}$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}\checkmark$$

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 demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm ; } \underline{\text{On prend}} \quad L_s = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

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. L_s** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 16\text{cm}$**

III.9.5 Vérification à l'état limite de service

Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ KN/m.}$$

$$M = q_u \times \frac{l^2}{8} = 8,85 \times \frac{1,35^2}{8} = 2,016 \text{ KN.m}$$

$$M^0_x = 2,016 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 2,016 = 1,714 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,4 M_x = 0,4 \times 2,016 = 0,81 \text{ KN.m}$$

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.

Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,714 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} ;$$

$$\underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = \mathbf{45,59 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 45,59 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{45,59}{48,29} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{bc} = 0,944 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,944 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt$$

Etat limite de déformation :

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

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{l_x} = \frac{15}{135} = 0,11 = \frac{2,016}{20 \times 2,388} = 0,042 \dots\dots\dots \sqrt$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

• **En travées :**

4HA10 (sens x-x) , S_t=25cm

• **En appuis :**

4HA10 (sens x-x) , S_t=25cm

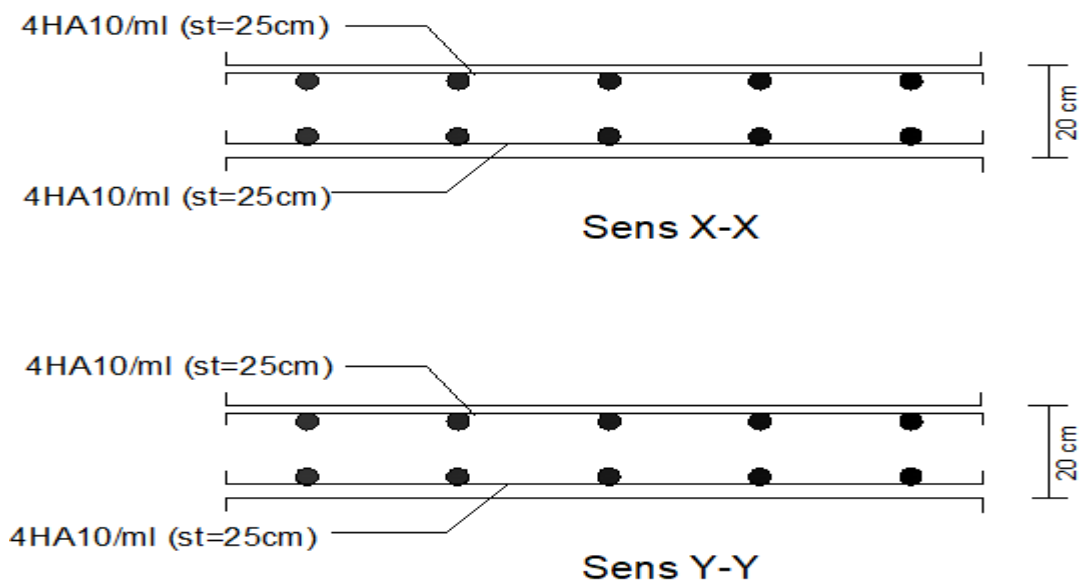


Figure III.9.1 Plan de ferrillage de la dalle pleine

Chapitre IV:

Modélisation de la
Structures

IV.1. INTRODUCTION

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel **ETABS V9.7** et une vérification de toutes les exigences du **RPA**.

IV.2: Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Wall : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS v 9.70**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône De l'ETABS (fig.1)



Etapes de modélisation :

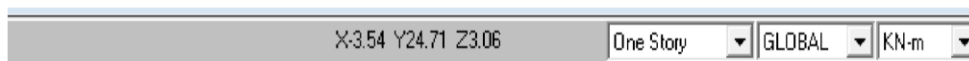
IV.3.1 : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

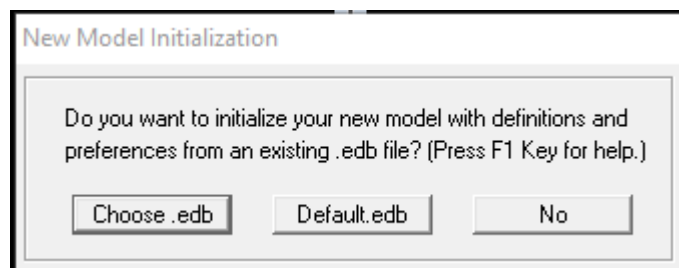
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**,



Cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x. 7

Le nombre de portique suivant y-y. 4

Le nombre des étages 11 niveau

En cliquant sur la case **default. Edb**, la fenêtre de dialogue apparaîtra

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

Custom Story Data Edit Story Data...

Units:

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

c) Modification de la géométrie de base :

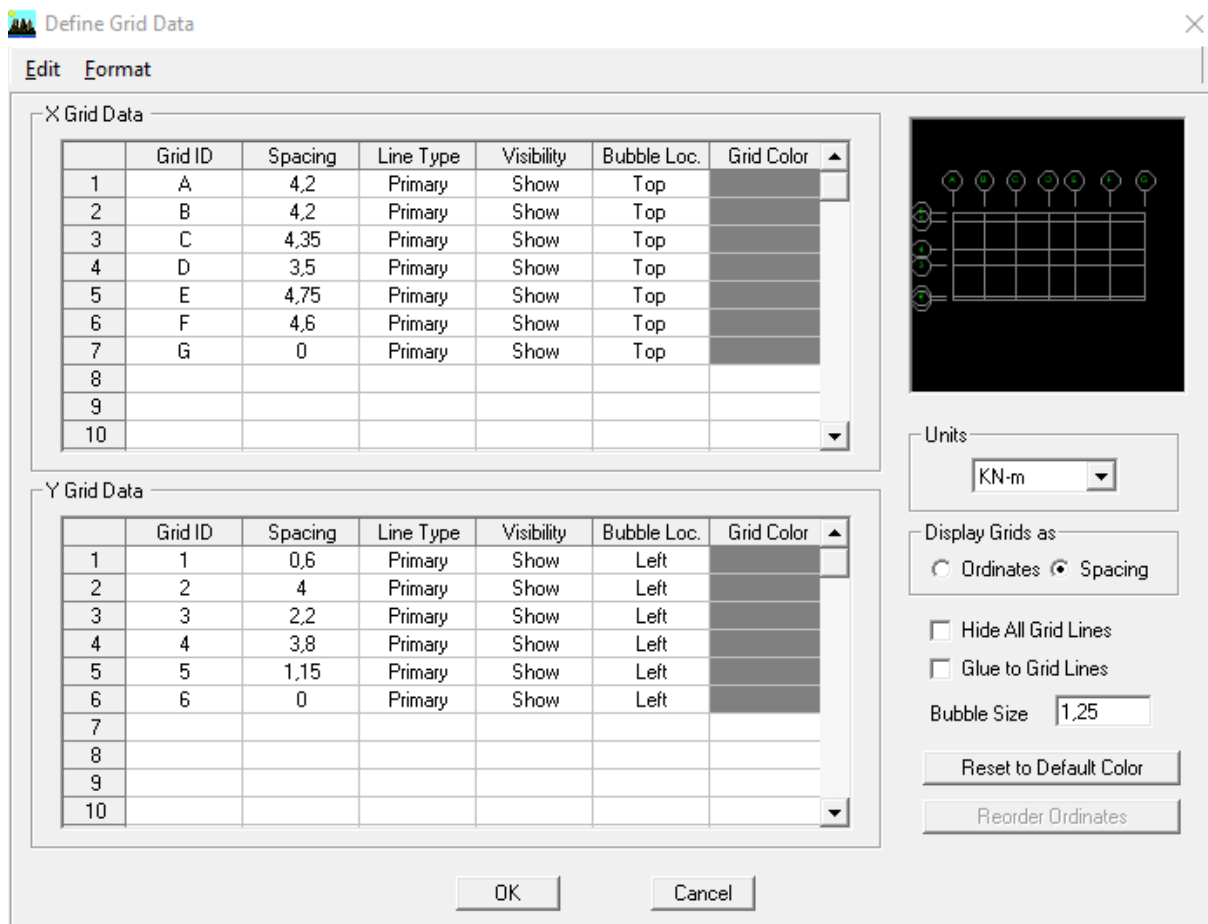
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-Nous cliquons sur **Custom** → **Grid Edit Grid.**

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des travées suivant X-X et Y-Y.



Par la suite nous cliquons sur **OK**.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options Custom Story Data et Edit Story Data permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig.4).

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	TERRASSE	3,06	34,38	Yes		No	0,
11	ET7	3,06	31,32	No	STORY11	No	0,
10	ET6	3,06	28,26	No	STORY11	No	0,
9	ET5	3,06	25,2	No	STORY11	No	0,
8	ET4	3,06	22,14	No	STORY11	No	0,
7	ET3	3,06	19,08	No	STORY11	No	0,
6	ET2	3,06	16,02	No	STORY11	No	0,
5	ET1	3,06	12,96	No	STORY11	No	0,
4	RDC	3,06	9,9	No	STORY11	No	0,
3	S/S1	3,78	6,84	No	STORY11	No	0,
2	S/S2	3,06	3,06	No	STORY11	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

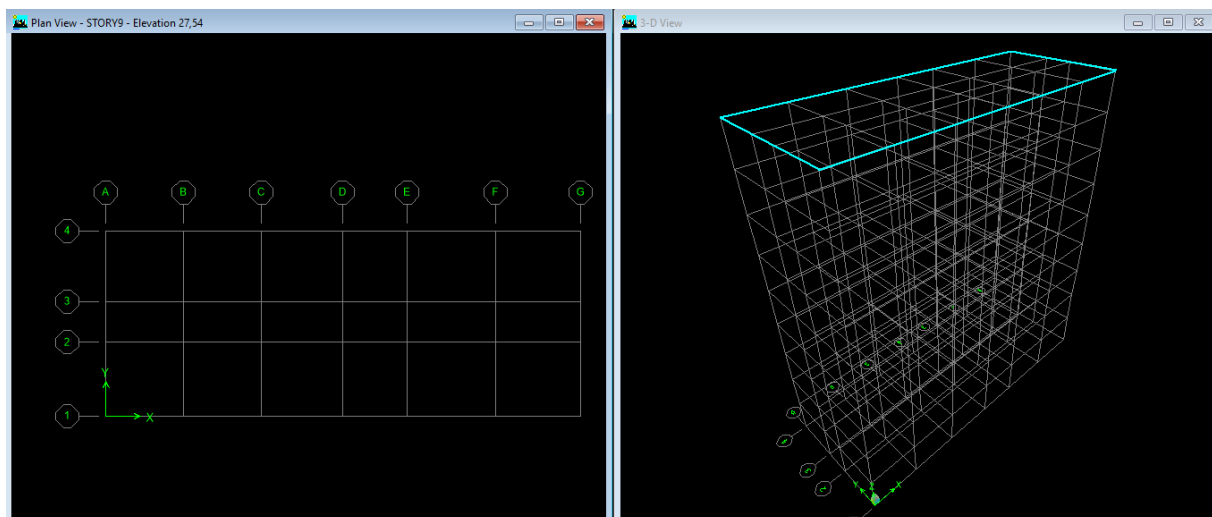
Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

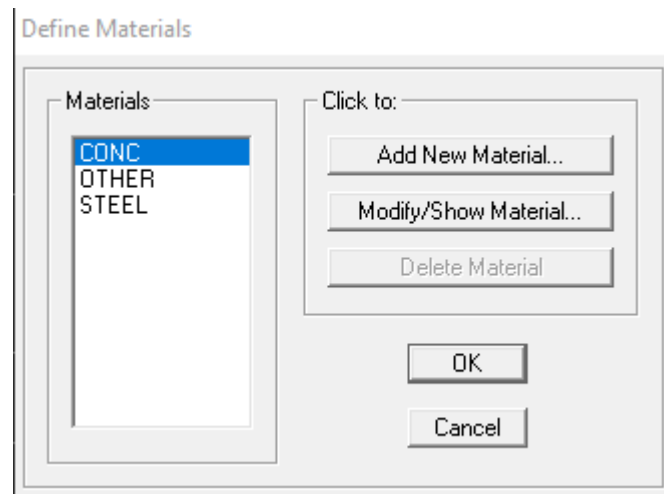
Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en **3D** et l'autre en **2D** comme indiqué sur la figure.



V.3.2 : Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Le béton :


- Masse volumique béton : $2,5 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique béton : 25 KN/m^3
- Module de young: 32164200 KN/m^2
- Contrainte max du béton a la compression : 25000 KN/m^2
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m^2
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m^2

Material Name		Display Color	
BETON		Color [Green]	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2,5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
Poisson's Ratio	0,2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	10342136,8		

Le matériau other (autre) :

- Masse per unit volume (Masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³

Material Property Data

Material Name	OTHER	Display Color	Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design	None ▾
Analysis Property Data		Design Property Data		
Mass per unit Volume	0			
Weight per unit Volume	0			
Modulus of Elasticity	1,999E+08			
Poisson's Ratio	0,3			
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05			
Shear Modulus	76884615,			
OK		Cancel		

IV.3.3 : troisième étape : La troisième étape consiste à affecter des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voiles,).

Poutre, Poteaux :

Nous commençons d'abord par effectuer les sections des poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS) et les poutres de chaînage.

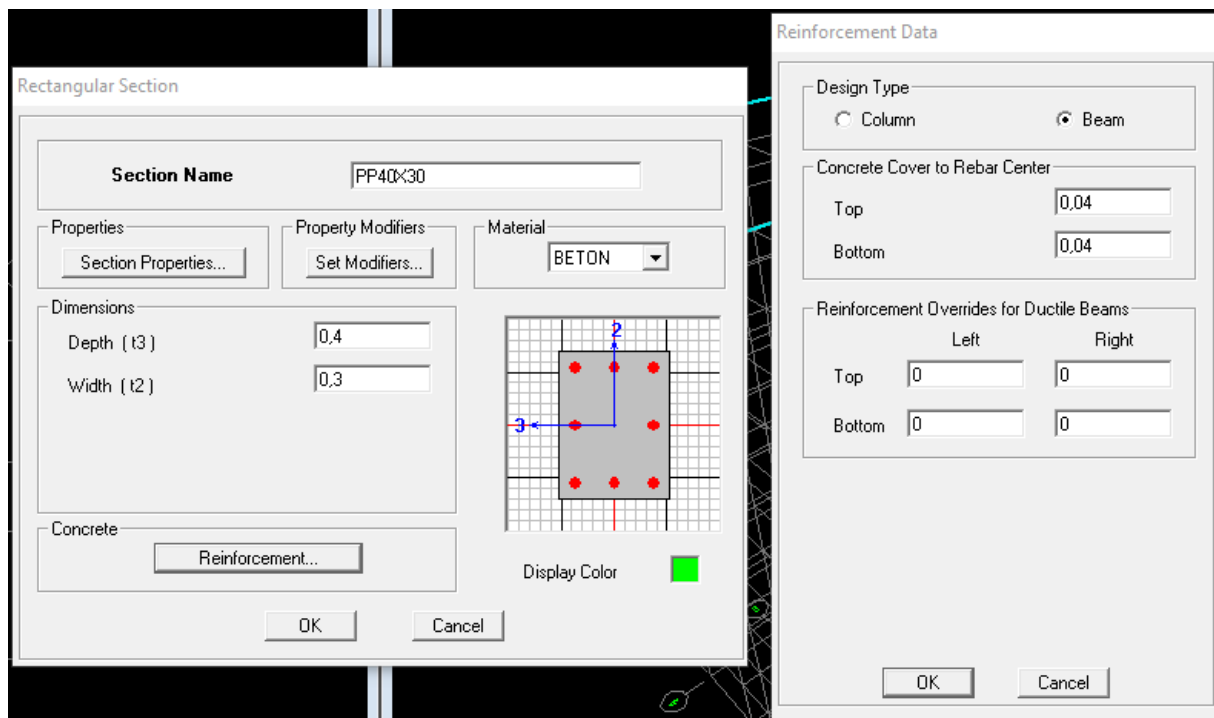
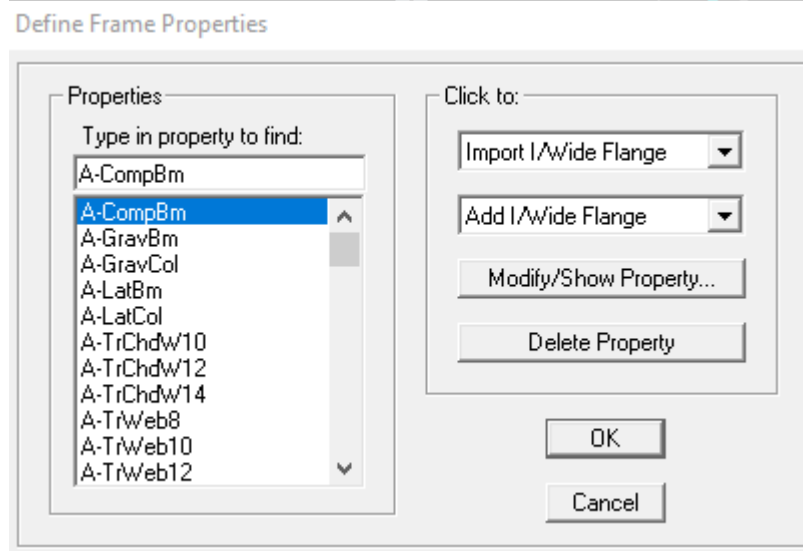
Nous procédons comme suit :

Define puis Frame section.

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property.**

Ensuite nous cliquons sur : **Add/Wide Flange Add rectangular.**

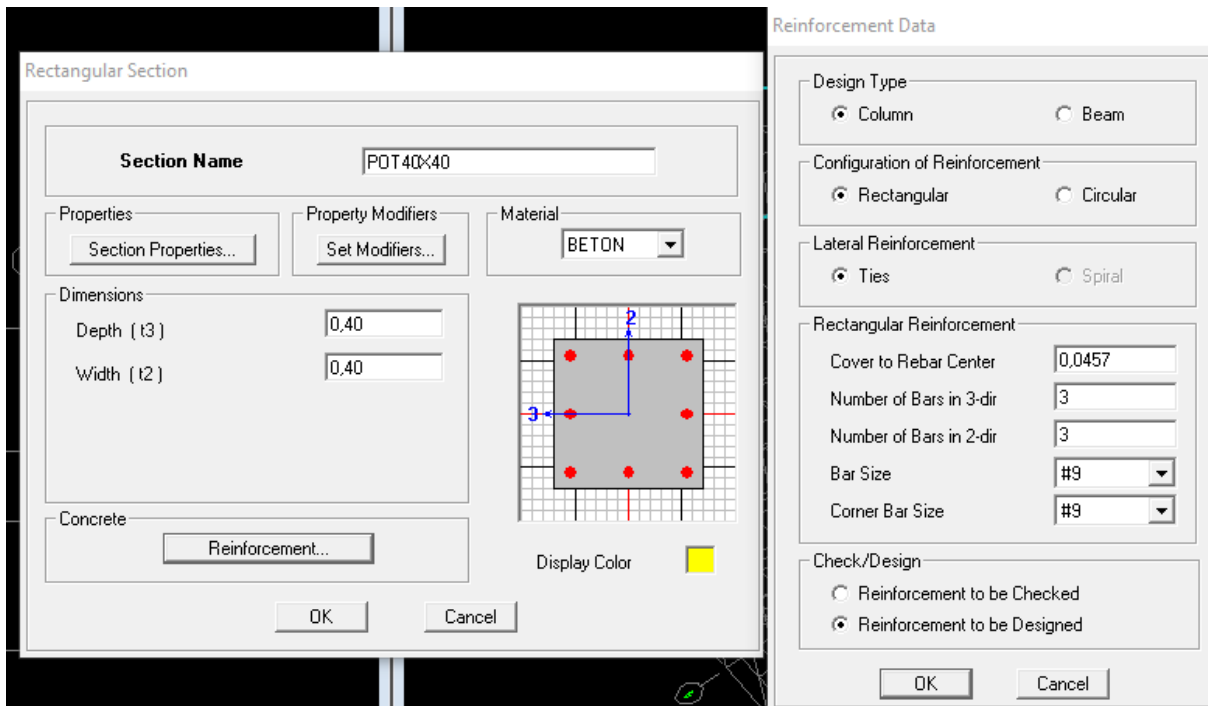
Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément.



-puis sur **reinforcement** → **Beam**.

-Nous validons avec **OK**.

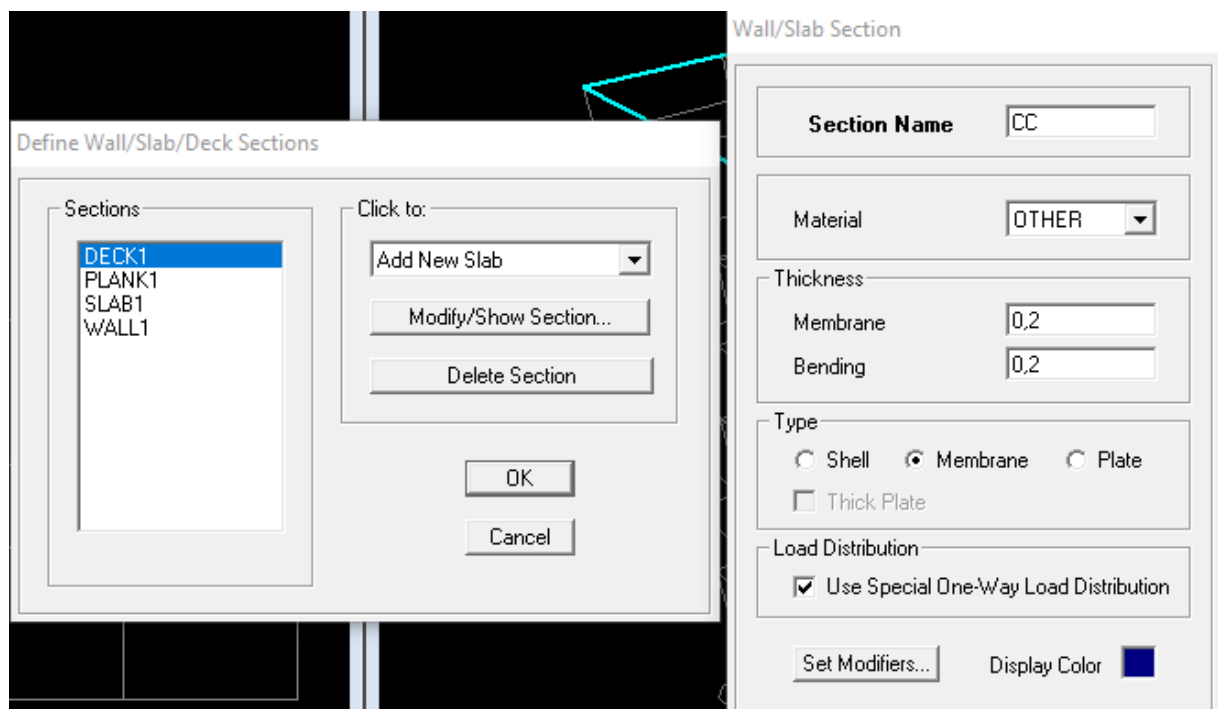
La procédure et faire la sélection sur **column**.



- Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (planchers, voiles, et dalle pleine).

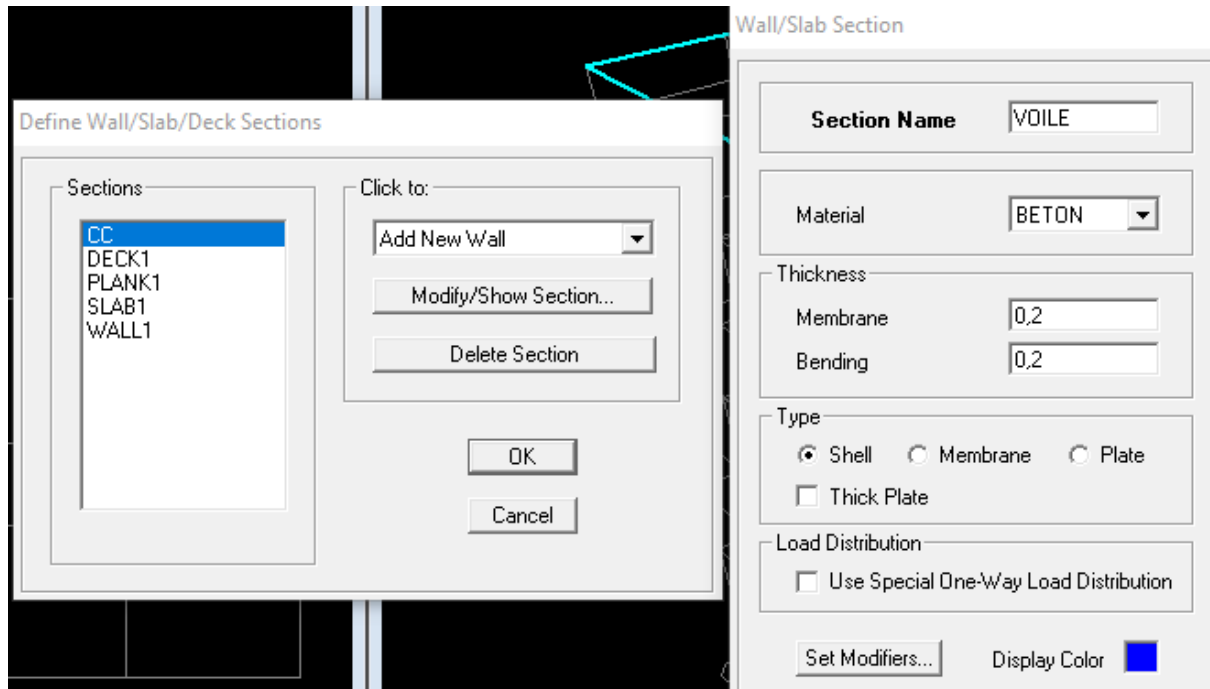
✚ Plancher :

Define et Wall/Slab, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom **CC** (plancher en corps creux) et l'épaisseur.



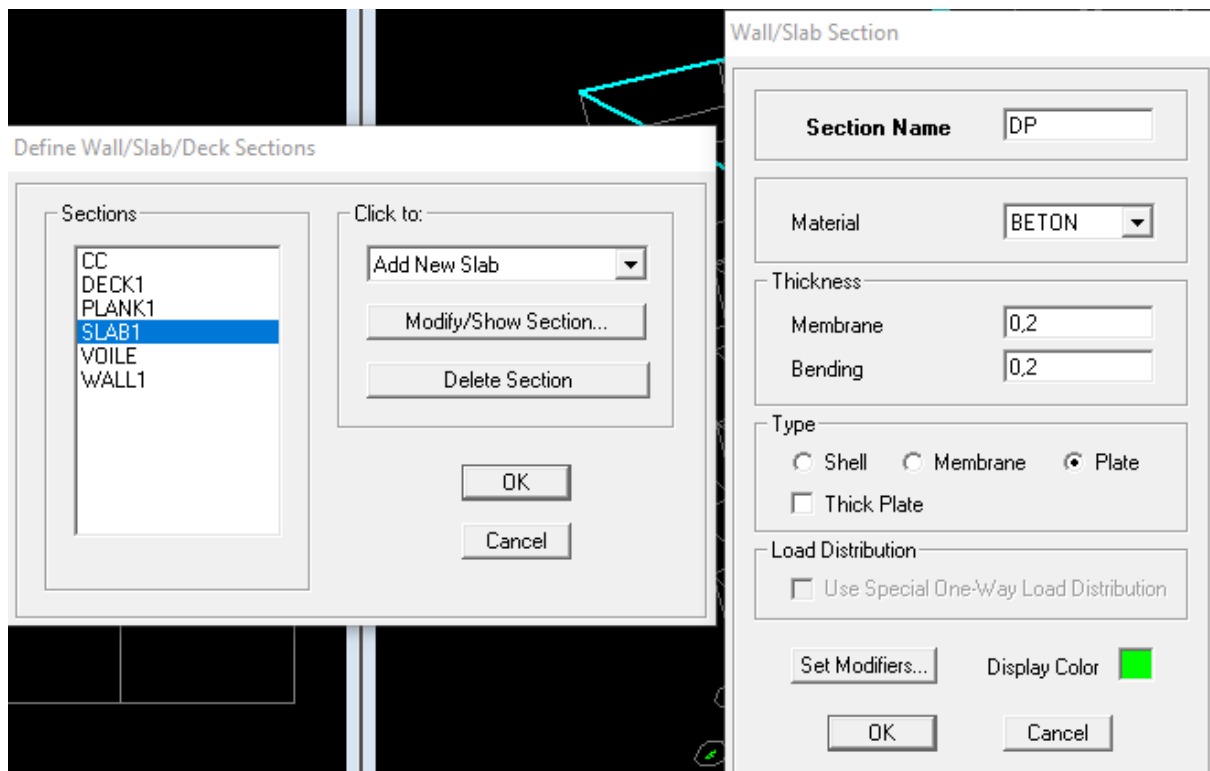
Voiles :

Define et Wall/Slab, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



Dalle pleine :

Define et Wall/Slab, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.3.4 : Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées a la structure modélisée.

1) Charge statique (G et Q) :

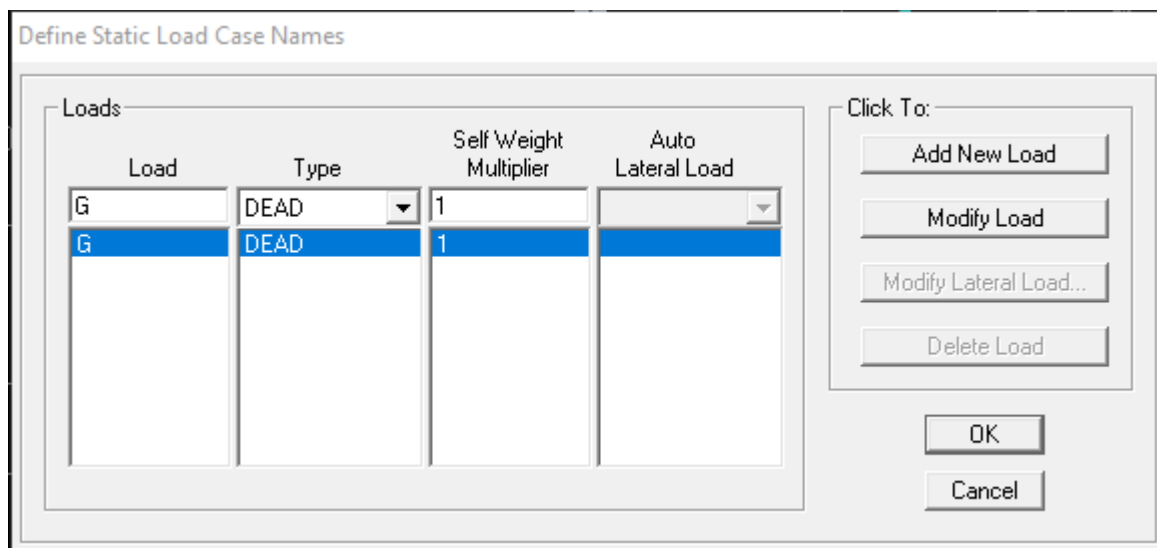
La structure est soumise a des charge permanentes (**G**), et a des charges d'exploitation (**Q**) pour les définir on clique sur **Define Load Cases**.

Charge permanentes :

Load Name (nom de la charge) : G

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre): 1



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	

Charge d'exploitation :

Load Name (nom de la charge) : Q

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre): 0

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

2) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : Portiques contreventés par des voiles R=3,5

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

Facteur de qualité

(Q): Q=1,00



On trouve le logiciel en cliquant sur l'icône

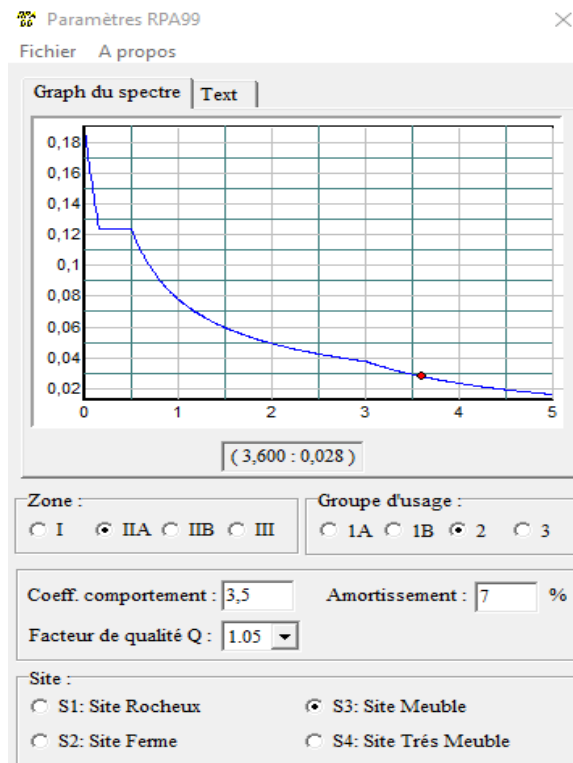
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **enregistré**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

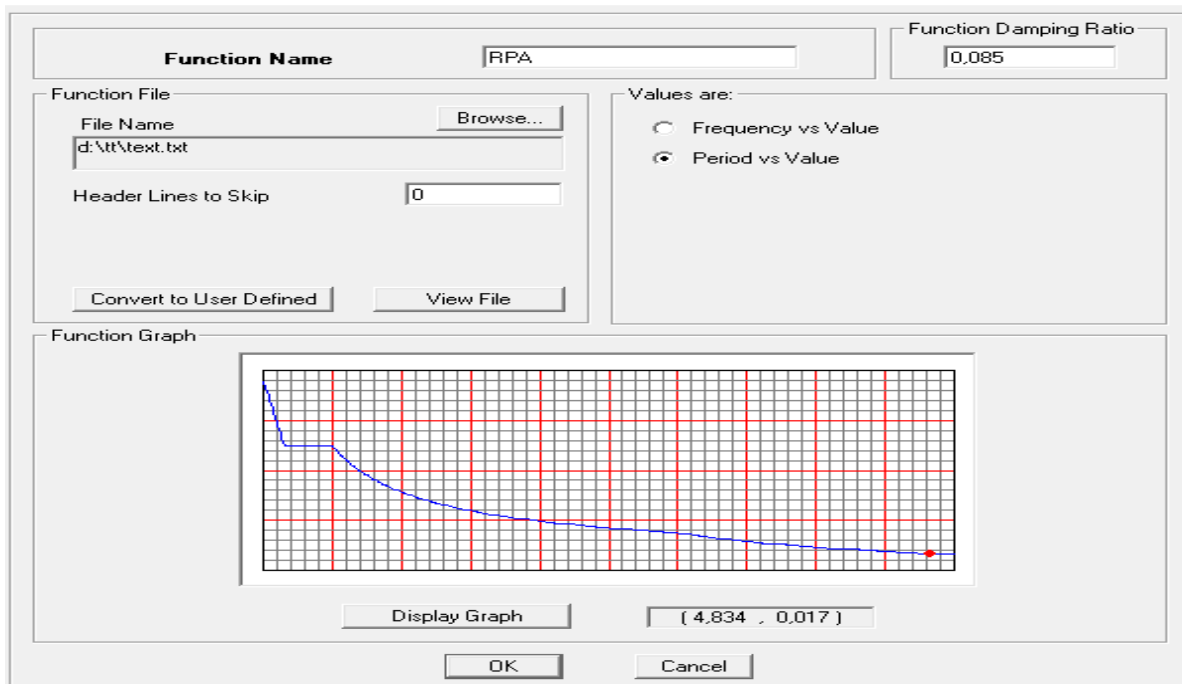
Define Response → Spectrum function → Spectrum from file.

Function Name (nom du spectre) : **RPA.**

On clique sur OK pour valider.

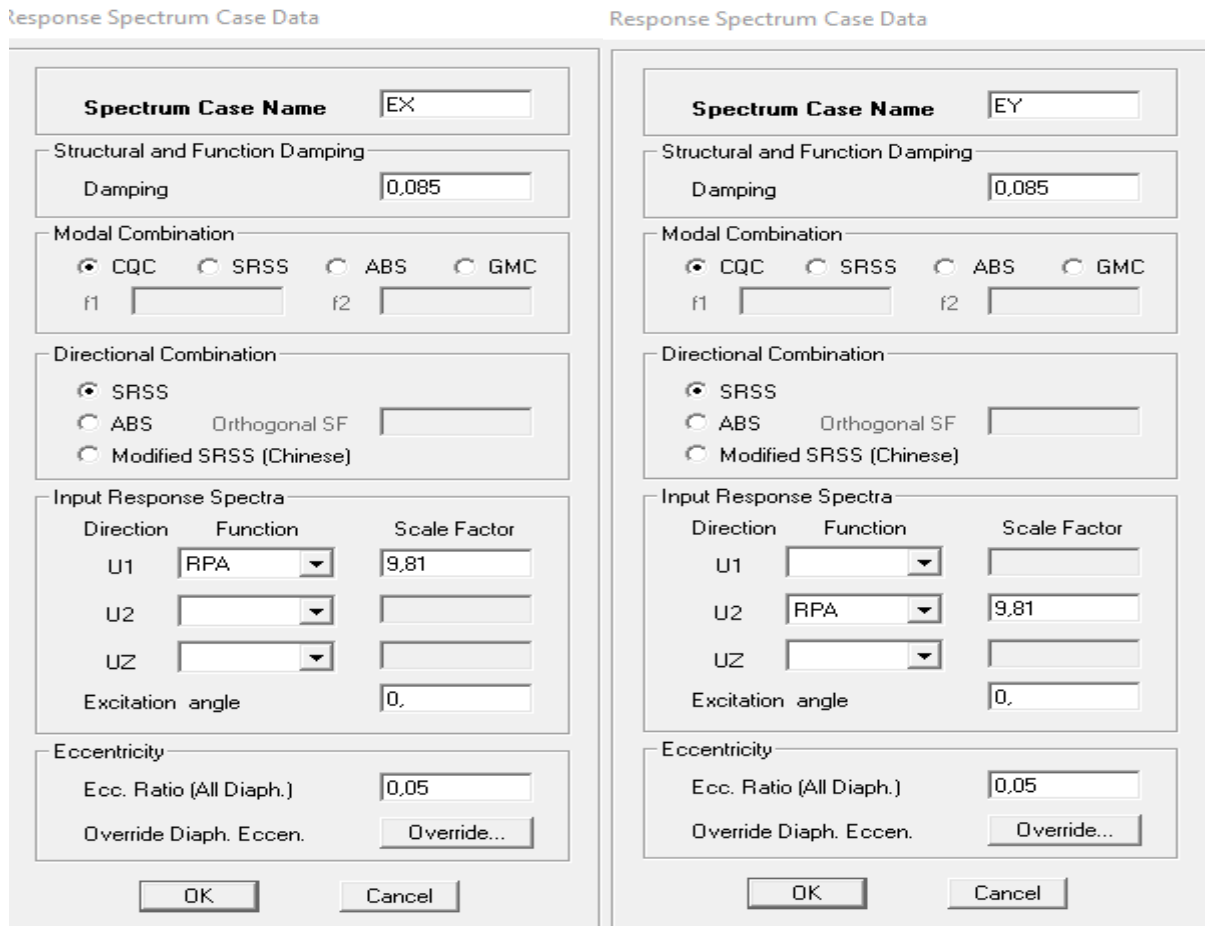


Response Spectrum Function Definition



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur

Define → **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principale (U1 et U2).

IV.3.5 : Cinquième étape : Chargement des éléments.

Chargement des planchers :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers définis en cœur creux on clique sur :

select → **wall slab /Deck sections** → **planchers ou Dp** **ok.**

Et on introduit le chargement qui l'on revient en cliquant sur :

Assign → **shell area load** → **uniform surface load.**

Quant aux poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône ou bien

Assign → **Frame line /load** → **Distribution** → **Uniforme load**



Dans la case Load Case Name on specifier le type de chargement (G ou Q); ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 0.

OK Cancel

IV.3.6 : Sixième étape : Introduction des combinaisons d’action.

✚ Combinaison a d’états limites :

ELU: 1,35 G + 1,5 Q

ELS: G + Q


Poids : G + 0,2 Q

✚ Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G + Q ± E

0,8GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load combination ou bien  → Add New Combo.

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination:

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

Add Modify Delete

OK Cancel


On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’action.

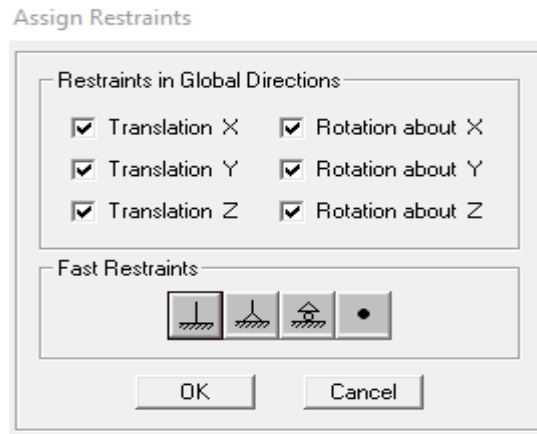
IV.3.7 : Septième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modéliser.

Appuis :

Pour les modéliser on sélectionne tous les nœuds d'appuis de la base.

Assign → Joint/point ou bien  Restraints.




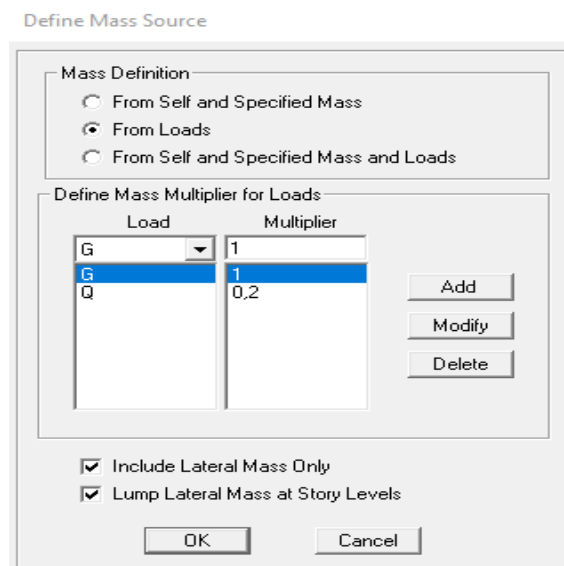
Mass-Source :

La masse source est la masse revenante à chaque plancher, dont la valeur est égale a


$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

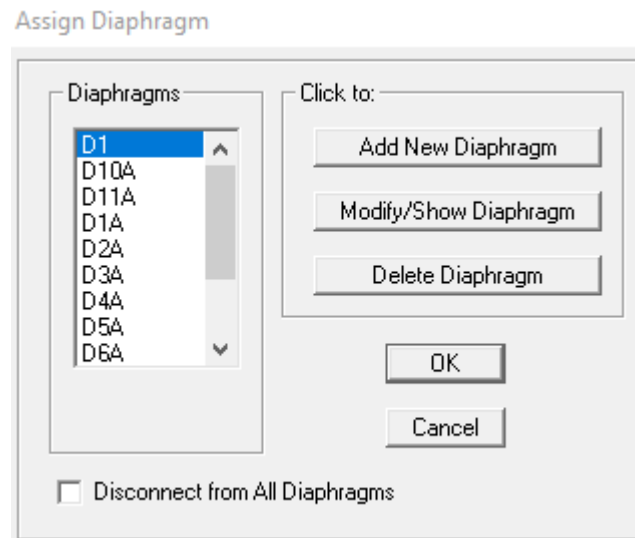
β : coefficient de pondération d'après le RPA $\beta = 0,2$.

Difine → Mass source ou bien on clique sur cette icone 



+ **Diaphragme :**

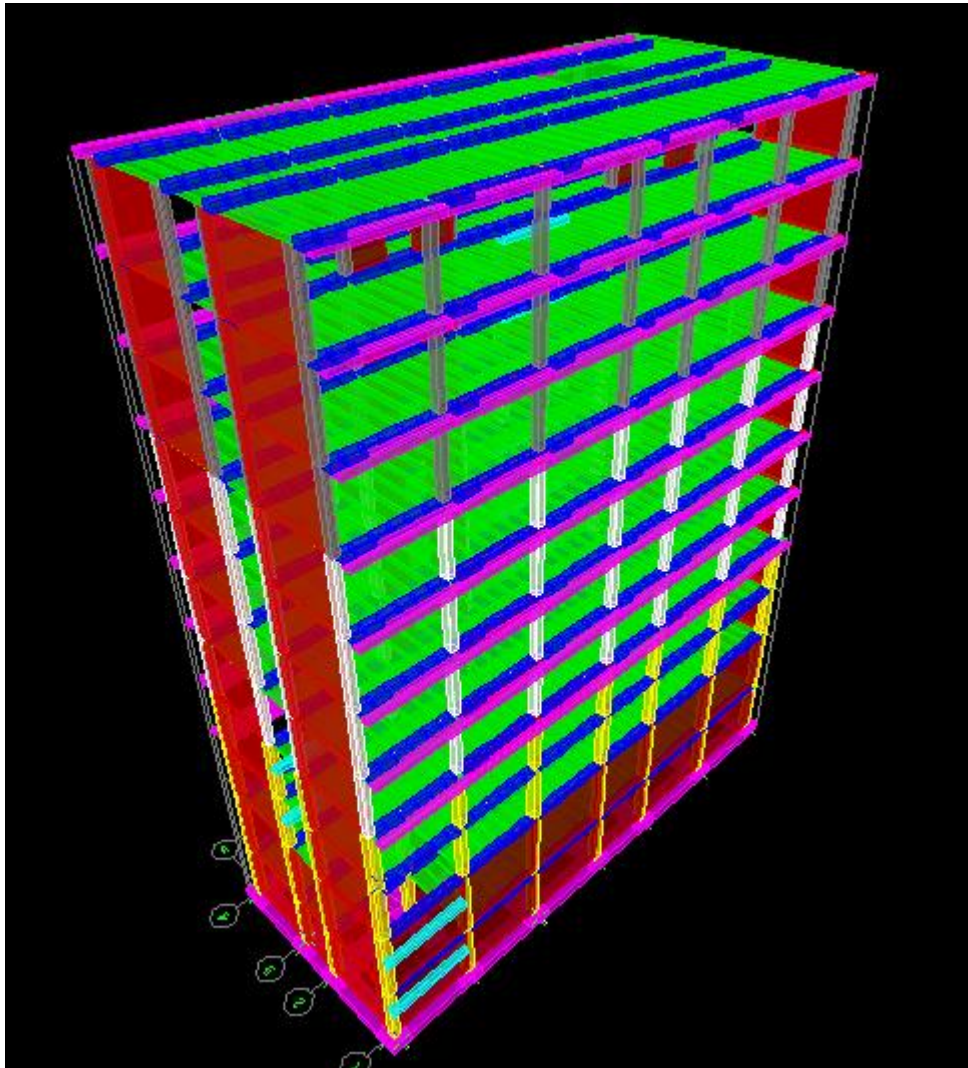
Assign → Joint/point → Diaphragme ou bien  → Add New Diaphragme.



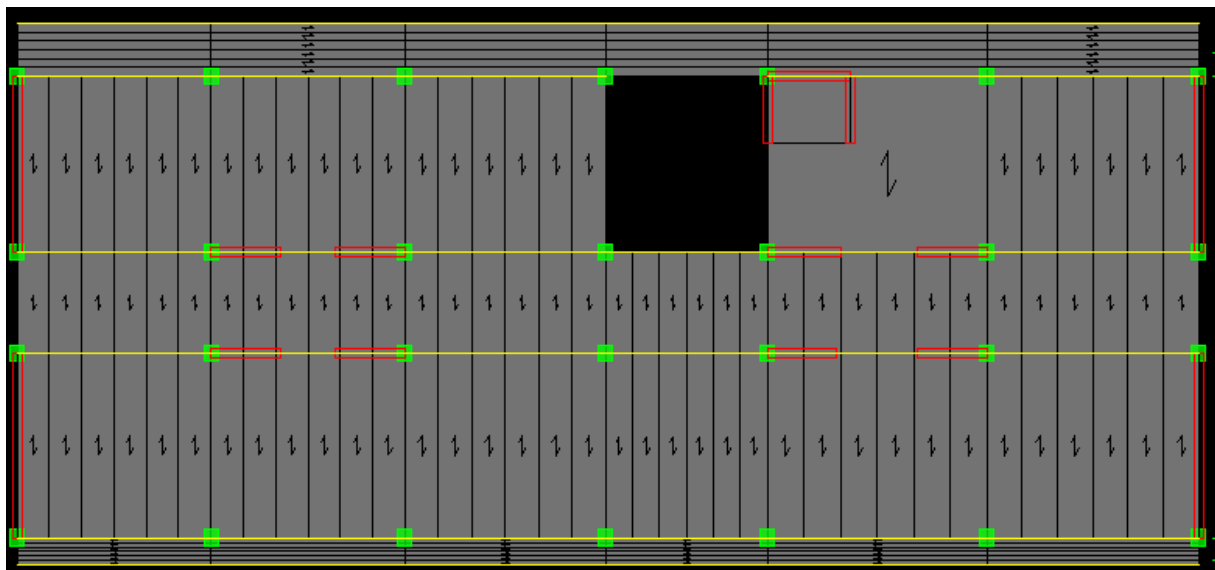
Après avoir introduire le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **ok** pour valider, on refait la même opération pour tous les planchers.

V.3.8 : Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats :

Pour lancer l'Analyse de la structure on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis** .



Vue en 3D de la structure



Vue en plan de la structure

Chapitre V:

Etude sismique

V. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- -Type de contreventements.
- -Pourcentage de masse participante
- -estimation du période fondamentale.
- -Vérification de l'excentricité.
- -Vérification de l'effort tranchant à la base.
- -Vérification de l'effort normal réduit.
- -Vérification des déplacements inter étage.
- -Vérification du déplacement maximum au sommet.
- -Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P-Δ)

V.1 Type de contreventement :

Calcul du pourcentage de participation des voiles :

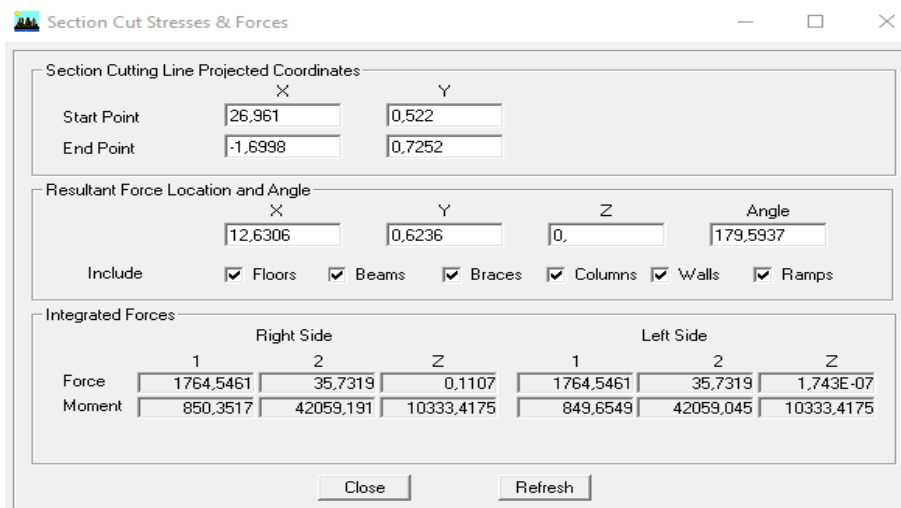


Figure V.1 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex

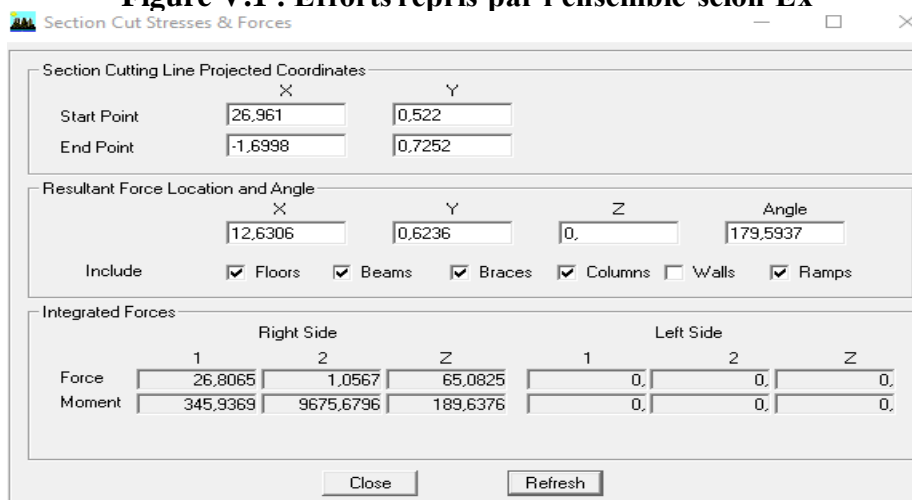


Figure V.2. Efforts repris par les portiques selon Ex.

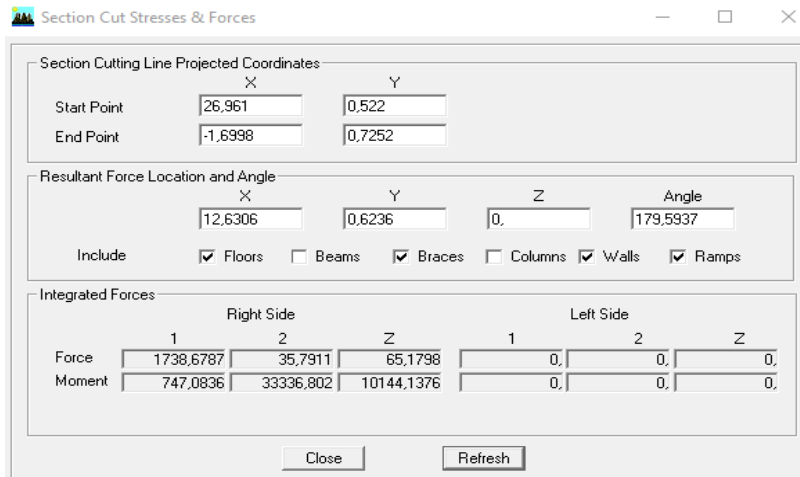


Figure V.3. Efforts repris par les voiles selon Ex

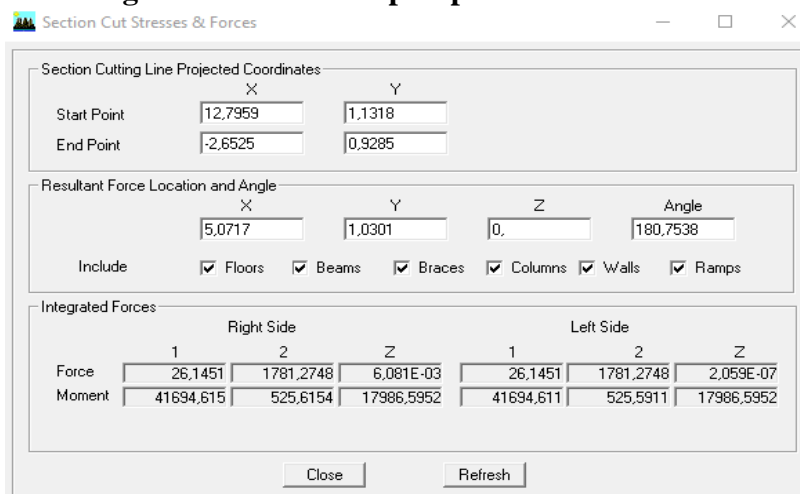
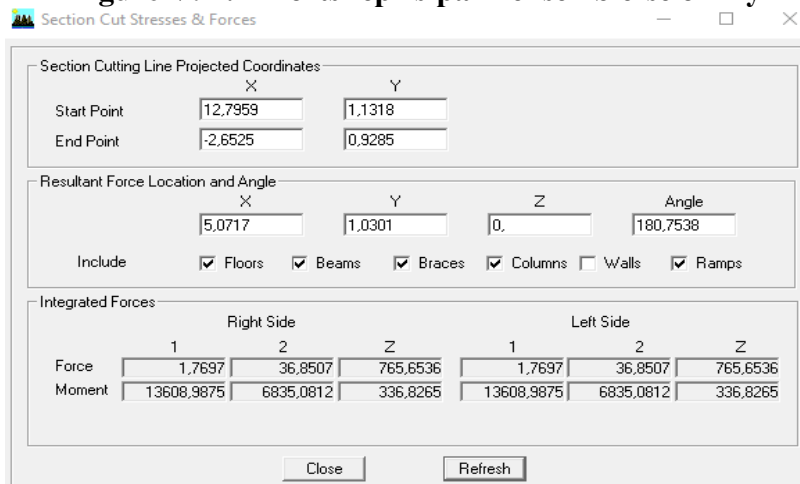


Figure V.4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey



Section Cutting Line Projected Coordinates:

	X	Y
Start Point	12,7959	1,1318
End Point	-2,6525	0,9285

Resultant Force Location and Angle:

	X	Y	Z	Angle
	5,0717	1,0301	0,	180,7538

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	26,5375	1744,956	765,6528	26,5373	1744,8495	765,6536
Moment	28182,9898	6655,9002	17649,8168	28182,2871	6655,5351	17649,8225

Buttons: Close, Refresh

Figure V.6. Efforts repris par les voiles selon Ey

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **1764,5461 KN**

Efforts repris par les portiques : **26,8065 KN**

Efforts repris par les voiles : **1738,3787 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **7,52%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **98,52%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1781,2748 KN**

Efforts repris par les portiques : **36,8507 KN**

Efforts repris par les voiles : **1744,856 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **8,07%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **97,96%**

Conclusion :

- ❖ L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales).
- ❖ Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.
- ❖ D'après les résultats obtenus si dessus les exigences du **RPA99modifié2003** sont observées :
La structure est **contreventée par voiles**.

V.2 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ Par Méthode dynamique qui regroupe :
 - Par la méthode d'analyse modale spectrale
 - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente (*MSE*) n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

- Condition d' hauteur : $H = 29,46 > 23$ m en zone IIa.

- ❖ La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Par la méthode dynamique modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Dès lors, le choix d'un support convenable pour le calcul et la modélisation de la structure deviennent nécessaires.

Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✚ La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✚ Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✚ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- ✚ La structure étudiée fait 34,38 m de hauteur (R+8+ 2S/SOL), le système structural est contreventé par voile et portique en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus de 20% des charges dues aux sollicitations verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+8 étages et 2 sous-sol) encadrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- + Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- + Les voiles et dalles pleines par un élément de type **SHELL**.

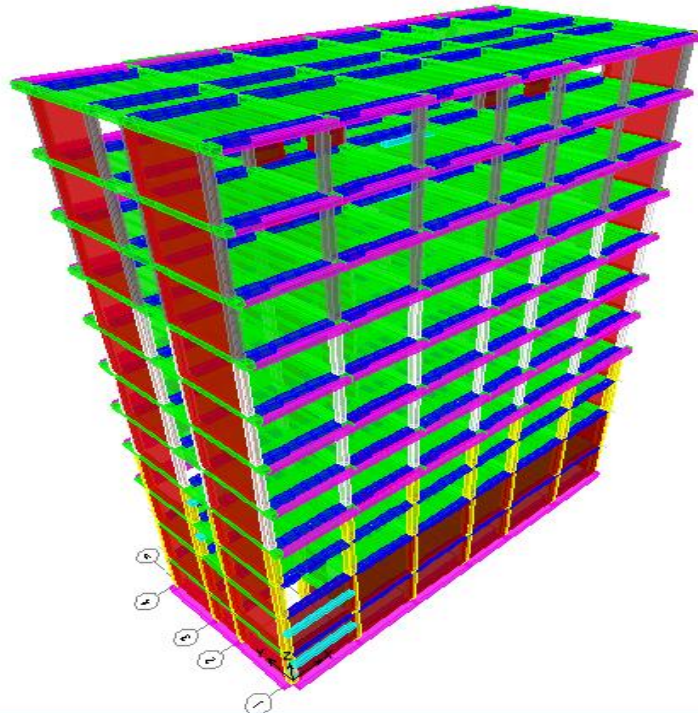


Figure V-7 : Modèle 3D de la structure.

Disposition des voiles :

On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- + Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- + Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- + Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.15 L$ (L : la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- + Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

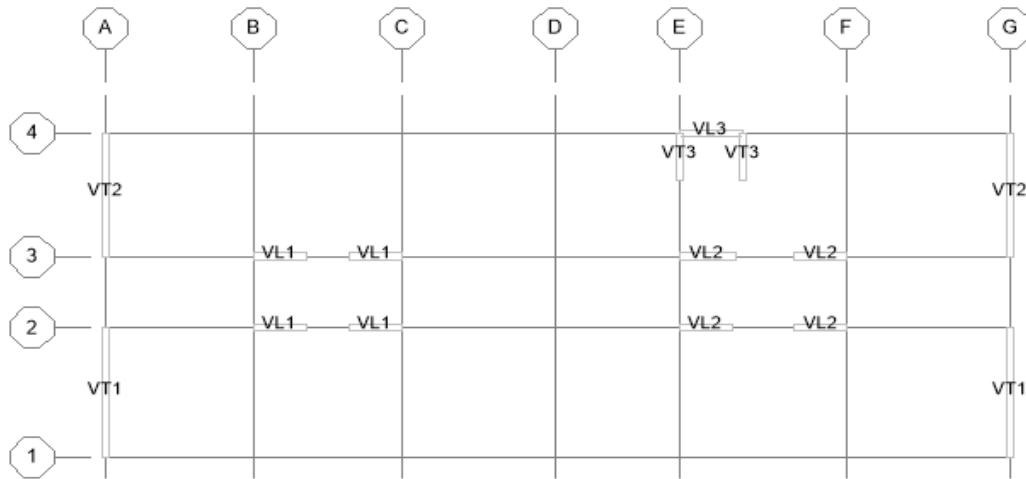


Figure V.8 : Disposition des voiles dans les différents étages

V.3. Spectre de réponse de calcul :

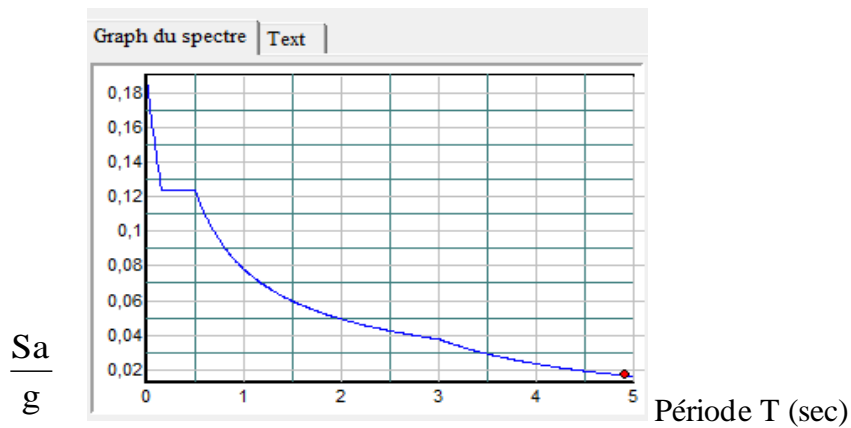


Figure V.9 : Spectre de réponse de calcul.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T(sec)	S _a /g	T(sec)	S _a /g	T(sec)	S _a /g	T(sec)	S _a /g
0	0,1875	1,3	0,041483	2,6	0,026132	3,9	0,01534
0,1	0,114791	1,4	0,039483	2,7	0,025483	4	0,014706
0,2	0,078436	1,5	0,037708	2,8	0,024873	4,1	0,014113
0,3	0,078436	1,6	0,03612	2,9	0,024297	4,2	0,013558
0,4	0,078436	1,7	0,034689	3	0,078436	4,3	0,013036
0,5	0,078436	1,8	0,033392	3,1	0,022491	4,4	0,012546
0,6	0,069459	1,9	0,03221	3,2	0,021332	4,5	0,012085
0,7	0,062676	2	0,031127	3,3	0,020265	4,6	0,01165
0,8	0,057337	2,1	0,030131	3,4	0,019282	4,7	0,01124
0,9	0,053007	2,2	0,029211	3,5	0,018372	4,8	0,010853
1	0,049412	2,3	0,028358	3,6	0,01753	4,9	0,010486
1,1	0,04637	2,4	0,027565	3,7	0,016747	5	0,010139
1,2	0,043756	2,5	0,026825	3,8	0,016019	5,1	0,00981

Tableau V.1 : Les valeurs du spectre de réponse

V.4. Pourcentage de la masse participante :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,874727	62,034	0,0137	0	62,034	0,0137	0	0,0225	96,1895	0,1519
2	0,740417	0,0155	60,4724	0	62,0495	60,4861	0	95,2831	0,0233	0,0076
3	0,533676	0,0001	0,0001	0	62,0496	60,4862	0	0	0,0305	60,0977
4	0,234723	13,3103	0,0005	0	75,3599	60,4867	0	0,0002	1,7865	0,0012
5	0,171881	0,0005	19,0984	0	75,3605	79,5852	0	3,5242	0	0
6	0,122488	0,9087	0,0045	0	76,2691	79,5897	0	0,0003	0,0958	16,6557
7	0,107938	4,6201	0,0016	0	80,8892	79,5913	0	0,0002	0,8094	1,9209
8	0,07741	0,0001	9,6426	0	80,8893	89,2339	0	0,937	0	0,0015
9	0,065536	4,5323	0	0	85,4216	89,2339	0	0	0,3942	0,2125
10	0,053743	0,0945	0,0177	0	85,5162	89,2516	0	0,0005	0	7,6433
11	0,046703	0,0187	5,2729	0	85,5349	94,5246	0	0,1935	0,0012	0,0023
12	0,043631	4,5292	0,0084	0	90,0642	94,533	0	0,0003	0,3408	0,6852

Tableau V.2 : Période et participation massique

Dans notre cas le nombre de mode a considéré est tous les modes qui sont donné par L'ETABS 12 modes.

- Mode fondamentale :

D'après les résultats qui sont données par l'ETABS dans le tableau ci-dessus on remarque que le mode fondamental est la première mode qui nous donne un pourcentage maximum de participation **62,034 %** de translation.

V.5. Estimation de la période fondamentale de la structure**RPA99 version 2003****(Art 4.6)**

- 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 :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.3. Valeurs du coefficient C_T

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 **du RPA2003.... [1] ———→ $C_T=0.05$.**

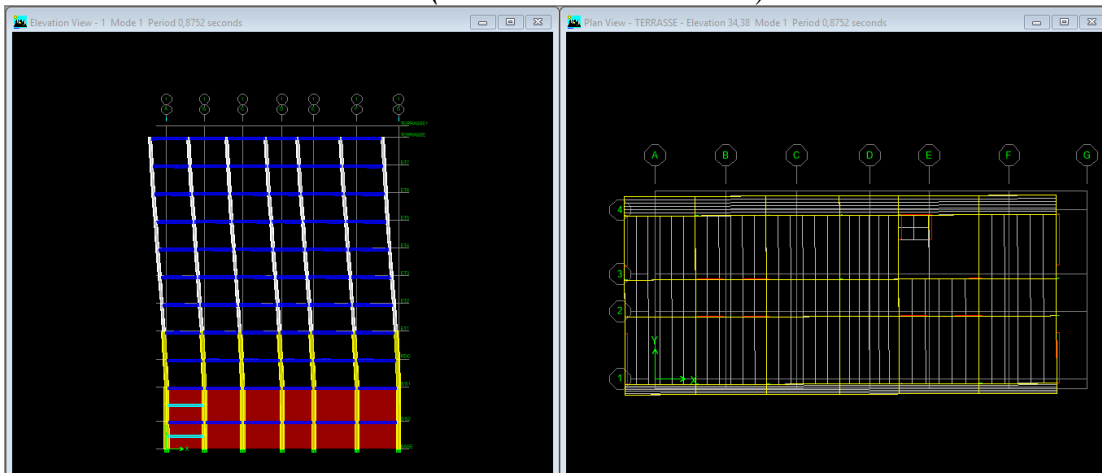
Remarque :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

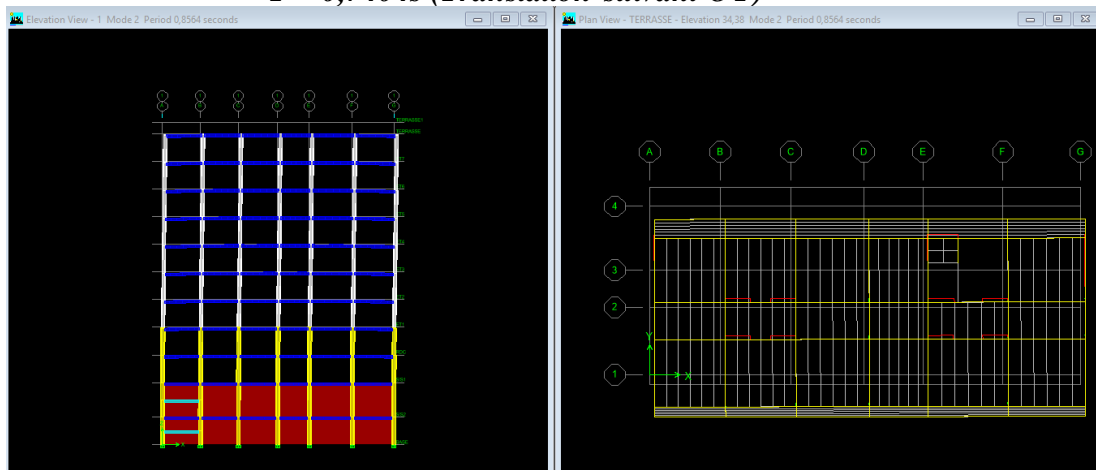
$$T = 0,05 \times 34,38^{3/4} = \mathbf{0.71 \text{ sec}}$$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,71 = \mathbf{0.923} \geq T_{Etabs} = \mathbf{0,8747 [s]} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

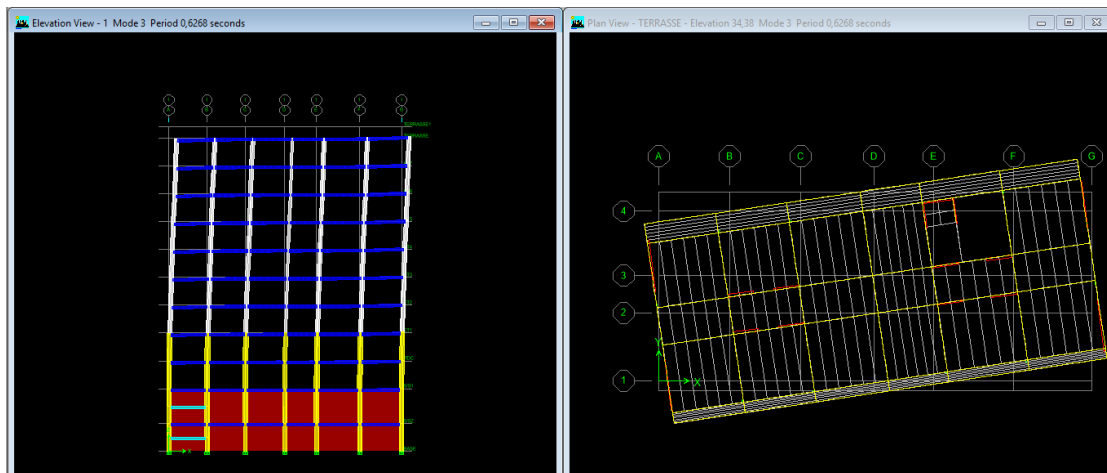
1^{er} mode de vibration
 $T = 0.8747s$ (Translation suivant OX).



2^{er} mode de vibration
 $T = 0,7404s$ (Translation suivant OY).



3^{er} mode de vibration
 $T = 0,5337s$ (Rotation suivant Oz).



V.4. Vérification de l'excentricité

➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Niveau	Masse		Centre masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle
	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	
1	347,987	347,987	13,073	4,525	13,151	1,282	-0,0452	3,243	3,9
2	309,8461	309,8461	13,589	4,72	12,866	-0,306	0,723	5,026	
3	282,7687	282,7687	12,975	5,045	12,835	0,948	0,140	4,097	
4	304,9147	304,9147	13,115	5,101	12,821	2,663	0,294	2,438	
5	304,3306	304,3306	12,786	5,211	12,821	3,697	-0,035	1,514	
6	304,3306	304,3306	12,786	5,211	12,822	4,279	-0,036	0,932	
7	304,3306	304,3306	12,786	5,211	12,823	4,615	-0,037	0,596	
8	302,6924	302,6924	12,787	5,211	12,822	4,819	-0,034	0,392	
9	301,3821	301,3821	12,788	5,213	12,822	4,950	-0,034	0,263	
10	300,1263	300,1263	12,781	5,209	12,822	5,040	-0,041	0,169	
11	292,6933	292,6933	12,769	5,246	12,823	5,111	-0,054	0,135	

Tableau V.4. : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 15 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7) :

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.15 \times 26,00 = 3,9$ m

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0,039 \text{ m} < 3,9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = 3,243 \text{ m} < 3,9 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

VI.5. Vérification de l'effort tranchant a la base : RPA33 version 2003 (Art 4.3.6)

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A : Coefficient de l'accélération de zone.

- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : poids total de la structure.
- **D** : **facteur** d'amplification dynamique.
- **Q** : facteur de qualité.

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
2B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.5. Coefficient d'accélération de zone A

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa) [1]

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₂ et T₁ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le

Tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003) [1]

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.6. Période caractéristique

Site 3 → T₂=0.50 / T₁=0,15[s] (Site meuble) [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

$$\xi = (10+7) / 2 = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0,816 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$$T_x = \min \left(C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003..... [2]

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 34,38\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$T=0,71$$

$$T_2 = 0,50 \text{ Sec} \quad \text{Et} \quad T_1 = 0,15 \text{ Sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \quad D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.61$$

$$D=1,61$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003) ... [1] en système contreventé par voile, dans notre cas : **R=4**

➤ **Facteur de qualité (Q)**

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au nom du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Sens x-x

Critère q	Observé	P _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau-V-7 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens longitudinal

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.05=1.05$$

Sens y-y :

Critère q	Observé	P _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau-V-8 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.00=1$$

Poids total de la structure :(W = 34297,9 KN)• **Calcul de V :**

$$V_x = V_y = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.05}{4} \times 34297,9 = 2174,27 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1}{4} \times 34297,9 = 2070,74 \text{ kN}$$

Vérification :**Sens X-X**

$V_X=1764,67 \text{ KN} \geq 0,8 \times 2174,27=1739,42 \text{ KN}$ CONDITION
VERIFIER.

Sens Y-Y

$V_Y=1781,27 \text{ KN} \geq 0,8 \times 2070,74=1656,59 \text{ KN}$ CONDITION
VERIFIER.

	V DYNAMIQUE	V STATIQUE	0,8% V STAT	0,8% V STAT ≤ V DYN
Sens X-X	1764,67	2174,27	1739,42	C.V
Sens Y-Y	1781,27	2070,74	1656,59	C.V

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

V.6. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 version 2003 (Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (la formule : 7.2) de}$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d=815,09 \text{ KN}$ (Tirer des résultats de l'logiciel ETABS)

B_C : L'aire de la section de béton (section brute).

F_{c28} : 25 MPA : la résistance caractéristique du béton.

Poteaux 40×40

$$v = \frac{1230,22 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 25} = 0,29 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Section	N (KN)	v	Observation
40×40	1230,22	0,29	≤0,3 C. V
30×35	799,41	0,29	≤0,3 C. V
30×30	373,44	0,166	≤ 0,3 C. V

Tableau V.9. Vérification de l'effort normal

Remarque : Efforts normaux au niveau des poteaux ne sont vérifiés.

V.7. Vérification du déplacement inter-étage RPA99 version 2003 (Art 4.4.3)

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Le déplacement horizontal : à chaque niveau *K* de la structure est calculé comme suit :

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : } \delta_K = R \times \delta_{EK}$$

Avec δ_K : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

1) Déplacement relatif :

Au niveau K par rapport au niveau *k-1* est égale à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%h(m)	Vérification
8	0,0205	0,0153	0,0020	0,0019	0,0306	CV
7	0,0185	0,0134	0,0022	0,0019	0,0306	CV
6	0,0163	0,0115	0,0023	0,0020	0,0306	CV
5	0,014	0,0095	0,0026	0,0020	0,0306	CV
4	0,0114	0,0075	0,0026	0,0019	0,0306	CV
3	0,0088	0,0056	0,0026	0,0017	0,0306	CV
2	0,0062	0,0039	0,0025	0,0015	0,0306	CV
1	0,0037	0,0024	0,0020	0,0012	0,0306	CV
RDC	0,0017	0,0012	0,0013	0,0007	0,0306	CV
S/S1	0,0004	0,0005	0,0003	0,0004	0,0378	CV
S/S2	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0306	CV

Tableau V.10 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y :

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse.

2) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} = \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34,38}{500} = 0.0688$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale de bâtiment

Sens longitudinale :

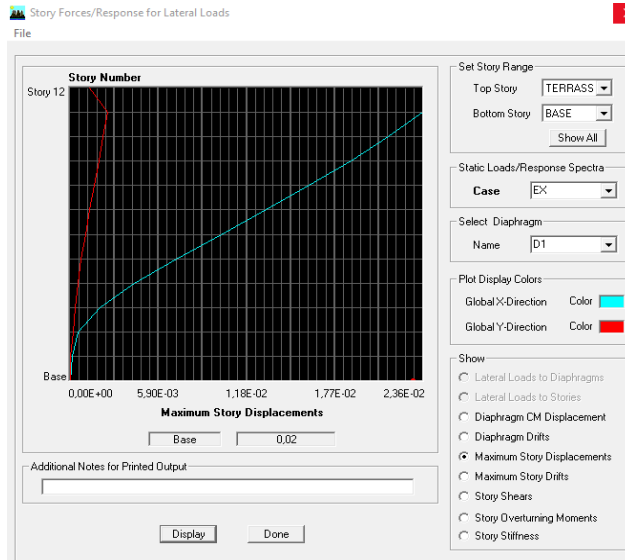


Figure V.10: Vérification des déplacements selon Ex.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{34,38}{500} = 0.0688.....$ **Condition vérifiée**

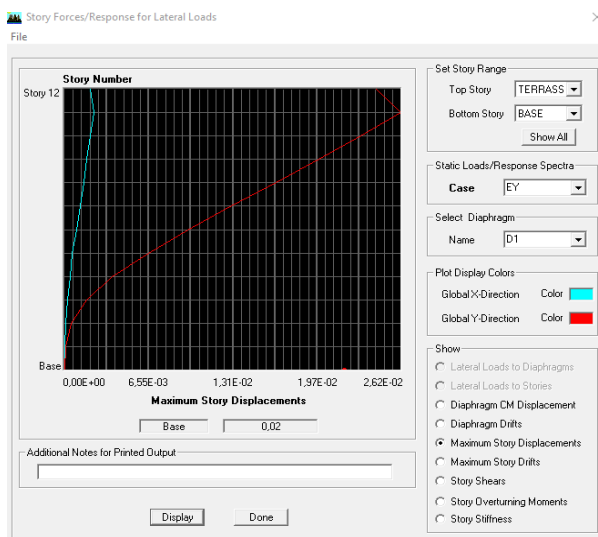


Figure.V.11 Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34,38}{500} = 0.0688 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.8. Vérification du second ordre (l'effet de Δ) : RPA99 version 2003 (Art 5.9)

D'après le RPA l'effet $P\Delta$ peut être négligé, si à tous les niveaux $\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk} \leq 0,10$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

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 ».

Niv	P_K (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	Θ_{kx}	Θ_{ky}	Vérification
11	2590,64	0,0018	0,0019	408,41	430,32	3,06	0,00373	0,0040	CV
10	6298,42	0,0019	0,0019	682,26	707,54	3,06	0,00573	0,0055	CV
9	9317,96	0,0021	0,0020	916,65	922,16	3,06	0,0070	0,0066	CV
8	12369,63	0,0023	0,0020	1109,15	1109,44	3,06	0,0084	0,0073	CV
7	15421,3	0,0024	0,0019	1272,16	1268,07	3,06	0,0095	0,0075	CV
6	18472,97	0,0023	0,0017	1411,98	1397,89	3,06	0,010	0,0073	CV
5	21524,64	0,0022	0,0015	1525,78	1502,93	3,06	0,010	0,0070	CV
4	24665,21	0,0019	0,0012	1613,43	1591,58	3,06	0,010	0,0061	CV
3	27512,79	0,0011	0,0007	1668,02	1659,62	3,06	0,0060	0,0038	CV
2	30985,2	0,0003	0,0004	1721,91	1731,41	3,78	0,0014	0,0019	CV
1	34297,9	0,0001	0,0001	1764,67	1781,27	3,06	0,00063	0,00063	CV

Tableau V.11. Vérification de l'effet de $P\Delta$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant a la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Figure V.12. Diagramme des moments fléchissant (sens transversal) a l'ELU

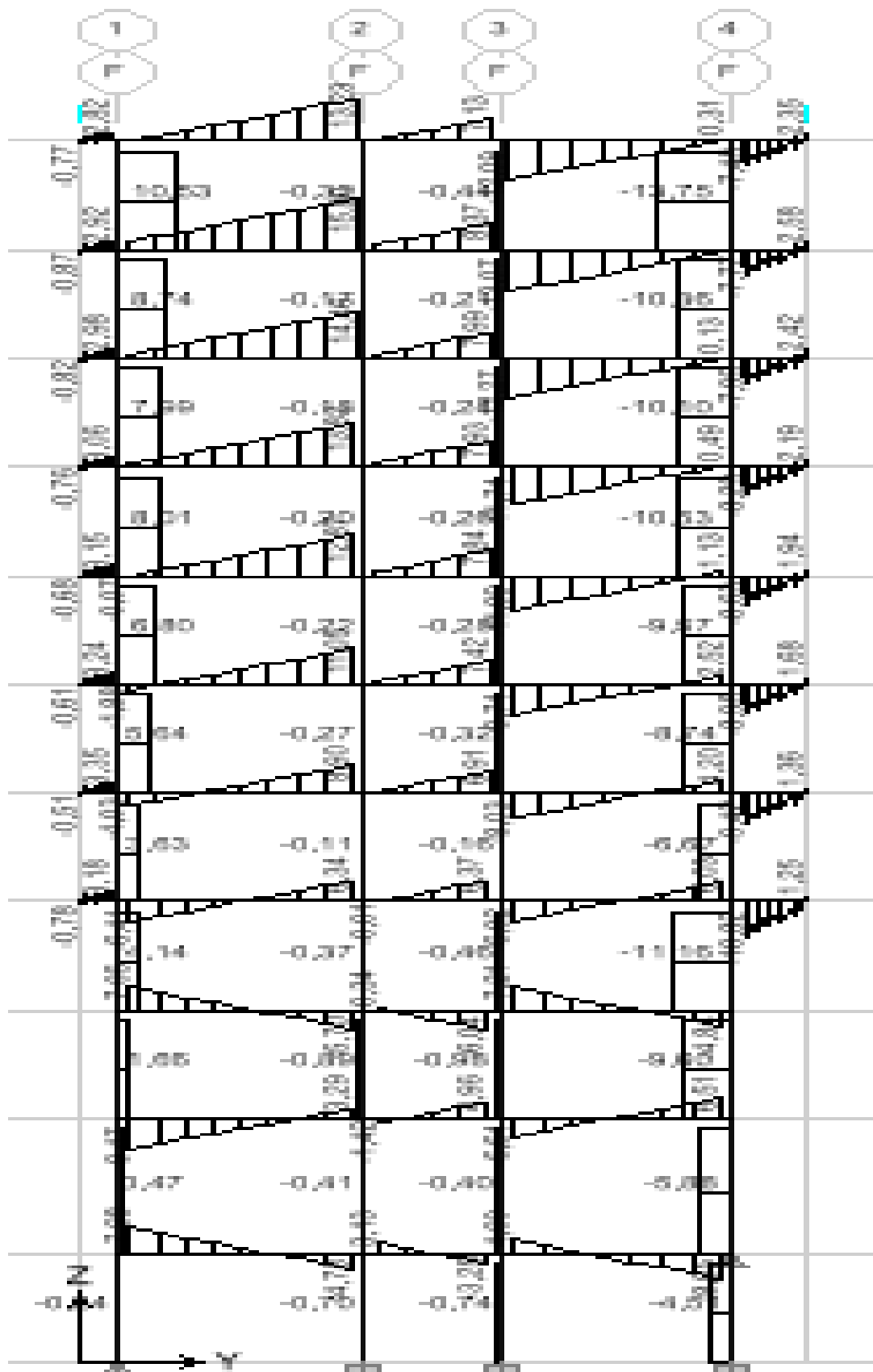


Figure V.13. Diagramme des efforts tranchants (sens transversal) a l'ELU

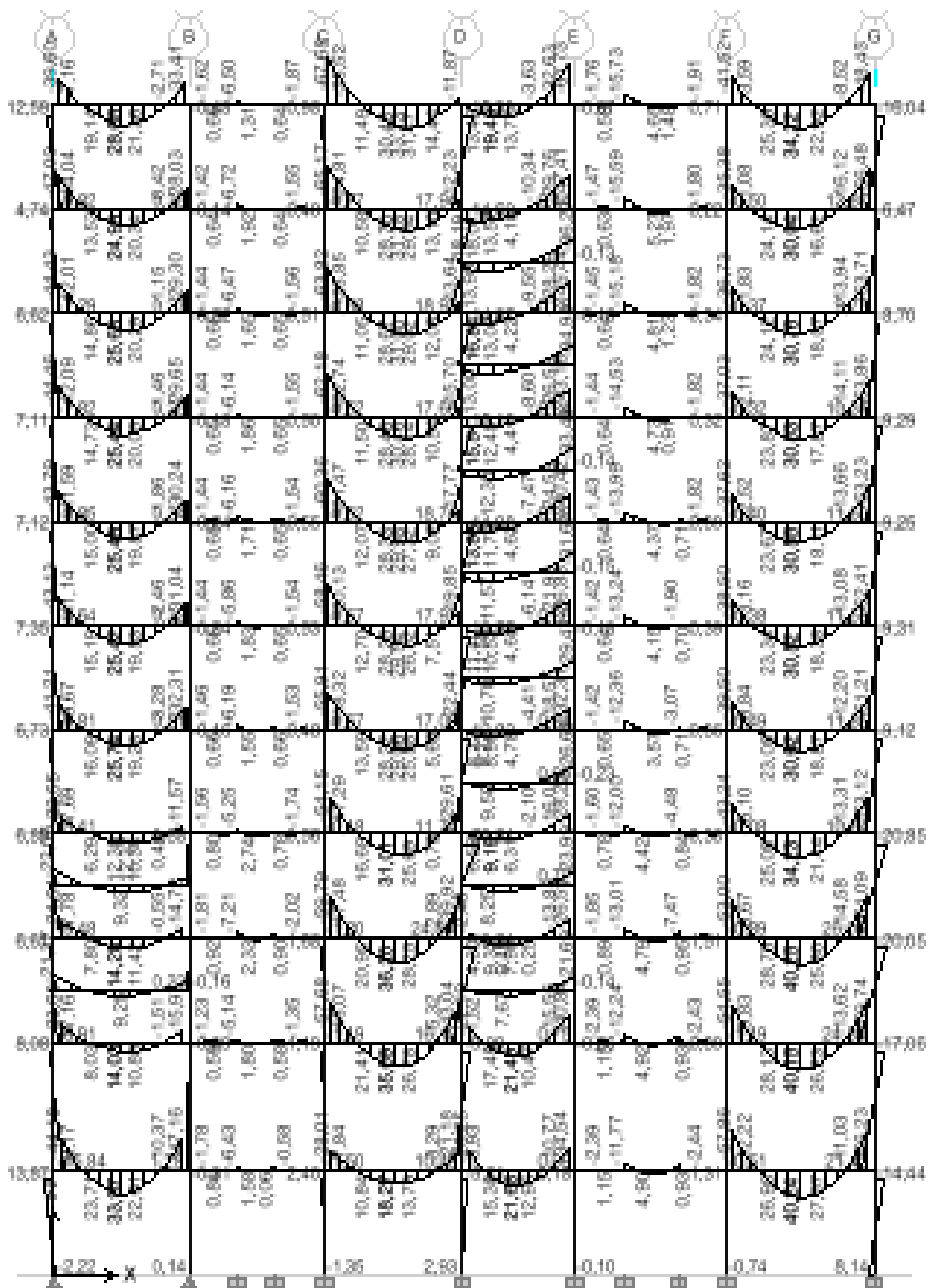


Figure V.14. Diagramme des moments fléchissant (sens longitudinal) à l'ELU

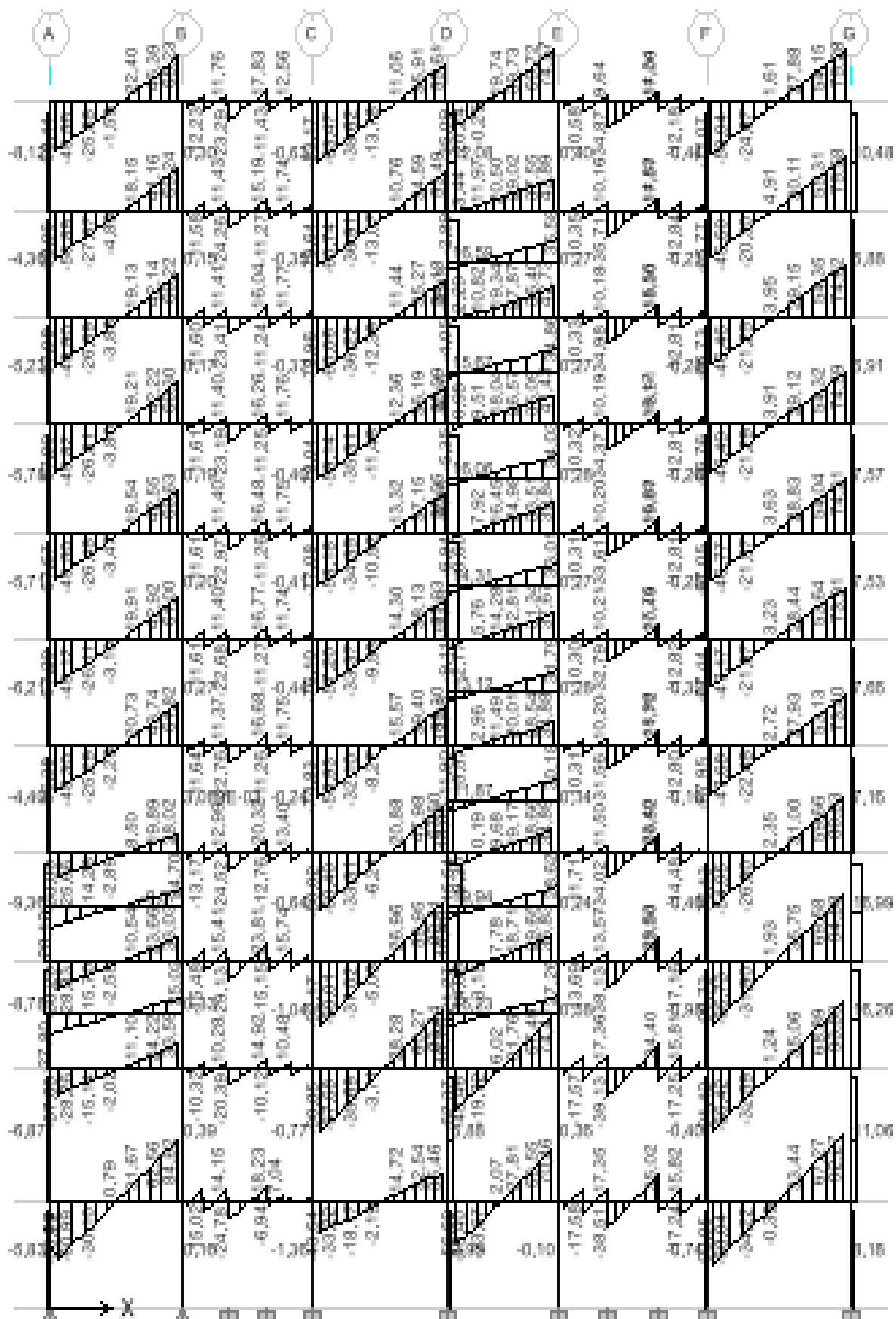


Figure V.15. Diagramme des efforts tranchants (sens longitudinal) à l'ELU

Chapitre VI:

Ferraillage des éléments

VI.1 : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 version 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.

1. Recommandation du RPA 2003 :**A) Armature longitudinale : (Art 7.4.2.1 RPA 99 modifiée 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage Minimal	Pourcentage Maximal	
	$A_{\min} = 0,8\% b \times h$ (Cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max} = 0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max} = 0,04 \times b \times h$ (cm ²)
40x40	12,8	96	64
30x35	8,4	63	42
30x30	7,2	54	36

Tableau VI.1.1 : Section minimal dans les poteaux.

A) . Calcul de la section d'armature à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

❖ Calcul du centre de pression :

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$ → deux cas peuvent se présenter.

a) Section partiellement comprimée : (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

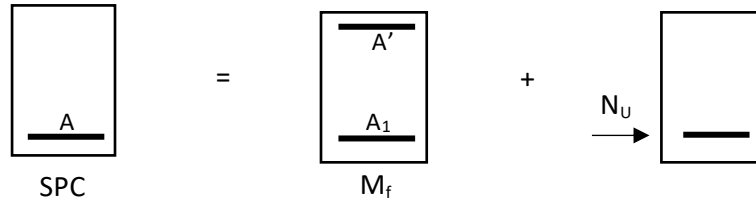


Figure VI.1.1. Section d'un poteau SPC

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

M_f : Moment fictif.

• Détermination des armatures

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

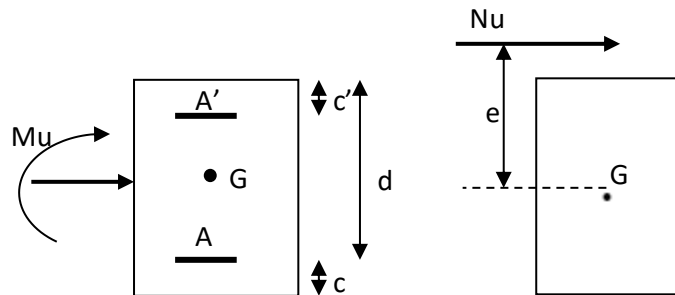


Figure VI.1.2. Les moments s'exerçant sur les poteaux

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$\mu \rightarrow \beta$

Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Armatures en flexion simple :

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A' = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$- N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,5 - \frac{c'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N_u}{\sigma_{s1} \cdot z} = \frac{N_u}{\sigma_{s1} \cdot z} \quad ; \quad A' = \frac{N_u}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

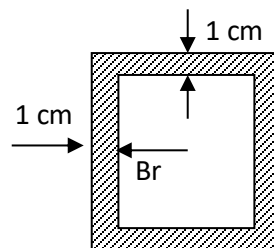
➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périmérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$



Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.3. Calcul du ferraillage des poteaux :

• **Exemple de calcul manuel :**

Poteau : 40 × 40 :

L'ELU :	$N_{Max} = -1831,29 \text{ kn}$	$M_{cor} = 0$
G+Q±Ex :	$N_{cor} = -575,18 \text{ KN}$	$M_{Max} = 51,131 \text{ KN.m}$
G+Q±Ey :	$N_{cor} = -333,83 \text{ KN}$	$M_{Max} = 25,337 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ex :	$N_{Min} = 243,47 \text{ KN}$	$M_{cor} = 3,673 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ey :	$N_{Min} = 620,65 \text{ KN}$	$M_{cor} = 5,099 \text{ KN.m}$

Poteau: 30 × 35:

L'ELU:	$N_{Max} = -1200,48 \text{ kn}$	$M_{cor} = -25,164 \text{ KN.m}$
G+Q±Ex:	$N_{cor} = -281,54 \text{ KN}$	$M_{Max} = 47,012 \text{ KN.m}$
G+Q±Ey:	$N_{cor} = -525,88 \text{ KN}$	$M_{Max} = -34,625 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ex:	$N_{Min} = 248,42 \text{ KN}$	$M_{cor} = 6,209 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ey:	$N_{Min} = 35,8 \text{ KN}$	$M_{cor} = 1,335 \text{ KN.m}$

Poteau: 30 ×30:

L'ELU:	$N_{Max} = -512,85 \text{ kn}$	$M_{cor} = -27,89 \text{ KN.m}$
G+Q±Ex:	$N_{cor} = -113,22 \text{ KN}$	$M_{Max} = -43,781 \text{ KN.m}$
G+Q±Ey:	$N_{cor} = -119,75 \text{ KN}$	$M_{Max} = 35,889 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ex:	$N_{Min} = 21,14 \text{ KN}$	$M_{cor} = 0,562 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ey:	$N_{Min} = 24,55 \text{ KN}$	$M_{cor} = 3,61 \text{ KN.m}$

Poteau : 40× 40 : situation accidentelle (0,8G+Ey) :

$N=620,65 \text{ KN} \longrightarrow M_{cor}=5,099 \text{ KN.m}$

$f_{bu}=18,48 \text{ MPa} .$

$\sigma_s=400 \text{ MPa}.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,099}{620,65} = 0,0082$$

$$\left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,40}{2} - 0,03\right) = 0,17\text{m} > e=0,0082 \text{ m}$$

❖ **Calcul le moment fictif a la flexion simple :**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 5,099 + 620,65 \times \left(\frac{0,40}{2} - 0,03\right) = 110,610 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = (0,337 \times 0,4 \times 0,4^2 \times 18,48 \cdot 10^3) = 130,69 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 620,65 \times (0,37 - 0,03) - 110,61 = 100,411 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 100,411 \text{ KN.m} < (0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = 130,69 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.P.C}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul A_{st} :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{110,61 \cdot 10^6}{400 \times (370^2) \times 18,48} = 0,110$$

$$\mu_f = 0,110 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A (} A' = 0 \text{)}.$$

$$\beta = 0,942$$

❖ **Calcul les armatures fictives:**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{110,61 \cdot 10^5}{0,942 \times 37 \times 400 \cdot 10^2} = 7,934 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature réelles:**

$$A = A_{sf} - \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,934 - \frac{620,65 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = -7,582 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0$

VI.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC.

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

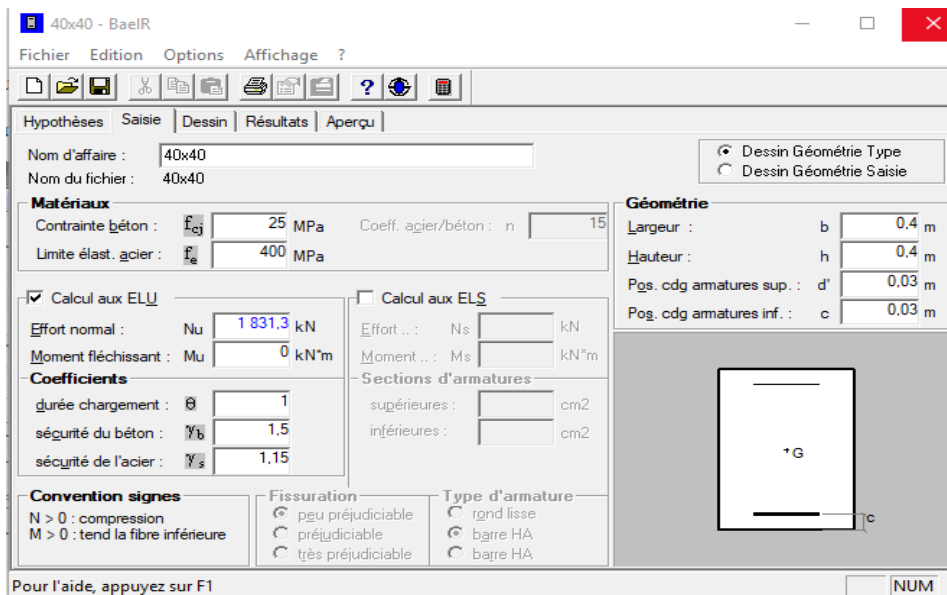


Figure VI.1.3. Caractéristique et sollicitation de la section

Clignons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

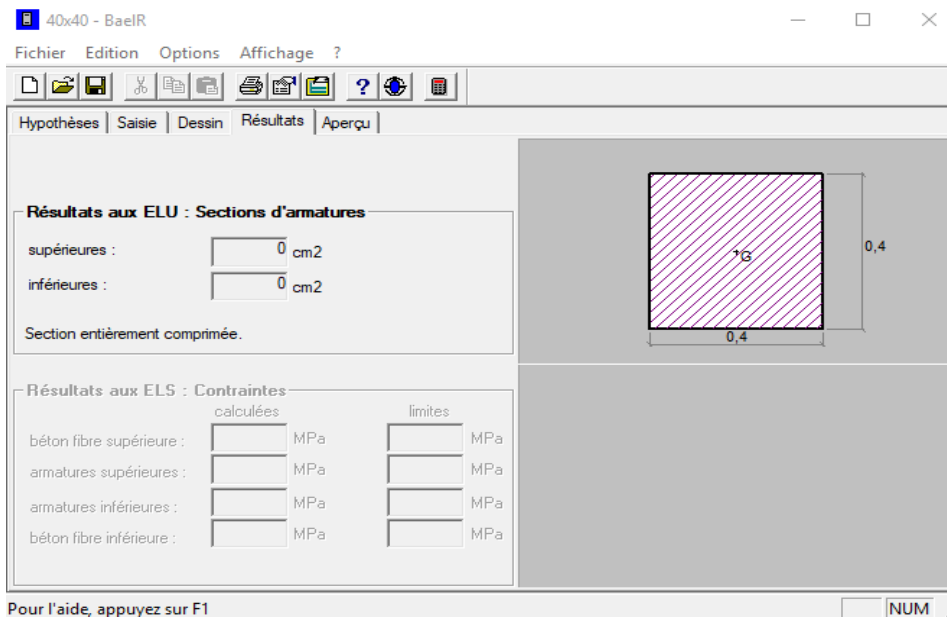


Figure VI.1.4. Affichage des résultats

Note :

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que :

Zone I : Sous-sol 1/2/ RDC/ étage 1.

Zone II : étage 2/3/4/5.

Zone III : étage 6/7/terrasse

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	h/2-c'	M _r	OBS	A _{sup} (Cm ²)	A _{inf} (Cm ²)	A _{Min} (RPA)	Choix	A _s Adoptée
(40x40)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1831,23	0	0	0,17	-311,31	SEC	0	0	12,80	8 HA 16	16,08
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	243,47	3,673	0,015		45,063	SPC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-575,18	51,131	0,089		-46,649	SPC	0	0			
(30x35)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1200,48	-25,164	0,021	0,145	-199,23	SPC	0	0	8,4	4 HA 16 + 4 HA 14	14,20
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	35,8	1,335	0,037		6,526	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-281,54	47,012	0,167		6,189	SPC	0	1,11			
(30x30)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-512,85	-27,89	0,054	0,12	-89,43	SPC	0	0	7,2	8 HA 14	12,32
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	21,14	0,562	0,026		3,098	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-113,22	-43,781	0,387		-57,367	SPC	0	2,86			

Tableau.VI. 1.2. Ferraillage des poteaux a l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	h/2 - c'	M _r	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{Min} (RPA)	Choix	A _s Adoptée
(40x40)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1831,23	0	0	0,17	-311,31	SEC	0	0	12,80	8 HA 16	16,08
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	620,65	5,099	0,010		110,61	SPC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-333,83	25,337	0,076		-31,414	SPC	0	0			
(30x35)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1200,48	-25,164	0,021	0,145	-199,23	SPC	0	0	8,4	4 HA 16 + 4 HA 14	14,20
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	248,42	6,209	0,025		42,229	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-525,88	-43,625	0,083		-119,88	SPC	0	0			
(30x30)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-512,85	-27,89	0,054	0,12	-89,43	SPC	0	0	7,2	8 HA 14	12,32
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	24,55	3,61	0,147		6,556	SPC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-119,75	35,889	0,299		21,519	SPC	0	1,94			

Tableau. VI. 1.3. Ferraillage des poteaux a l'ELU suivant le sens transversal.

❖ Calcul des armatures transversales :❖ Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 7.4.2.2})$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

1) Diamètre des armatures transversal :

D'après les règles du BAEL 91/ modifiée 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec ϕ_l le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA8}$$

2) Espacement des armatures◆ Selon le BAEL 91. Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

◆ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \{15 \phi_1^{\min}\} = \{15 \times 1,2\} = 18 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

3) Vérification la quantité d'armature transversale :

- La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad I_f = 0,7 h_e$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

✚ Poteau 40 × 40

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,4} = 5,355 \text{ m} > 5$$

$$I_f(s/s1) = 0,70 \times 3,78 = 2,646 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,646}{0,4} = 6,615 \text{ m} > 5$$

✚ Poteau 30 × 35

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,35} = 6,12 \text{ m} > 5$$

✚ Poteau 30 × 30

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,30} = 7,14 \text{ m} > 5$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteaux	A _t min (cm ²)		Adoptée (cm ²)	Observation	
	Zone courante (Cm ²)	Zone nodale (Cm ²)		Zone Courante	Zone Nodale
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
30×35	1,35	0,9	2,01	CV	CV
30×30	1,35	0,9	2,01	CV	CV

Tableau VI.1.4. Quantité minimale d'armature transversale.

4) **Détermination de la zone nodale :**
RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.2.2)

• Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$
h: Hauteur de la poutre.

• Au niveau des poteaux :
 $h' = \max(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

b_1, h_1 : Dimension du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux.

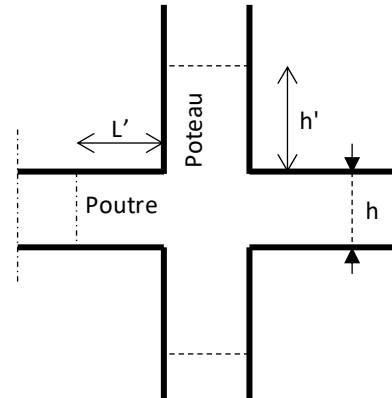


Figure VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

Poteau	h (m)	h' (cm)
40 x 40	3,78	Max ($\frac{378-25}{6}$; 40 ; 40 ; 60) = 60 cm
	3,06	Max ($\frac{306-25}{6}$; 40 ; 40 ; 60) = 60 cm
30 x 35	3,06	Max ($\frac{306-25}{6}$; 40 ; 40 ; 60) = 60 cm
30 x 30	3,06	Max ($\frac{306-25}{6}$; 40 ; 40 ; 60) = 60 cm

Tableau VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

5) **Longueur minimale de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est : $L = 40 \times \phi$

6) **Longueur d'ancrage :** BAEL91/modifiée 99 (Art A.6.1.221).

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \text{ avec } L_s : \text{longueur de scellement droit.}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

7) Vérification des contraintes tangentielles : RPA 99/ modifiée 2003 (Art 7.4.3.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ MPa}$$

Zone	Section	V _u (cm)	b (cm)	d (cm)	λ _g	ρ _d	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Vérification
I	40 x 40	52,73	40	37	5,355	0,075	0,356	1,875	CV
	40 x 40	52,73	40	37	6,615	0,075	0,356	1,875	CV
II	30 x 35	42,79	30	32	6,12	0,075	0,445	1,875	CV
III	30 x 30	38,77	30	27	7,14	0,075	0,479	1,875	CV

VI .1.5. Vérification a l'ELS :

a) Condition de non fragilité : BAEL 91/ modifiée 99 (Art.A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right)$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)	OBS
Zone I 40 x 40	N _{Max} - M _{cor}	-1325,6	0	0	0,066	SEC	4,40	16,08	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-111,69	0,465	0,0042	0,066	SEC	4,57		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-755,39	21,648	0,0287	0,066	SEC	6,29		CV
Zone II 30 x 35	N _{Max} - M _{cor}	-872,59	-18,184	0,0208	0,058	SEC	3,77	14,20	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-63,68	7,596	0,119	0,058	SPC	- 0,52		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-495,92	-24,904	0,0502	0,058	SEC	12,31		CV
Zone III 30 x 30	N _{Max} - M _{cor}	-373,06	-20,195	0,0541	0,05	SPC	-16,24	12,32	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-10,94	12,951	1,184	0,05	SPC	0,92		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-125,17	27,559	0,220	0,05	SPC	0,56		CV

b) Vérification les contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée S.P.C :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos} \left(\frac{\alpha}{3} \right); y_2^2 = \text{acos} \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3} \right); y_2^3 = \text{acos} \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une Section entièrement comprimée S.E.C :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul.

c) Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

d) Etat limite de compression du béton : BAEL 91/modifiée 99 (Art A.4.5.2).

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Vérification les contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC.

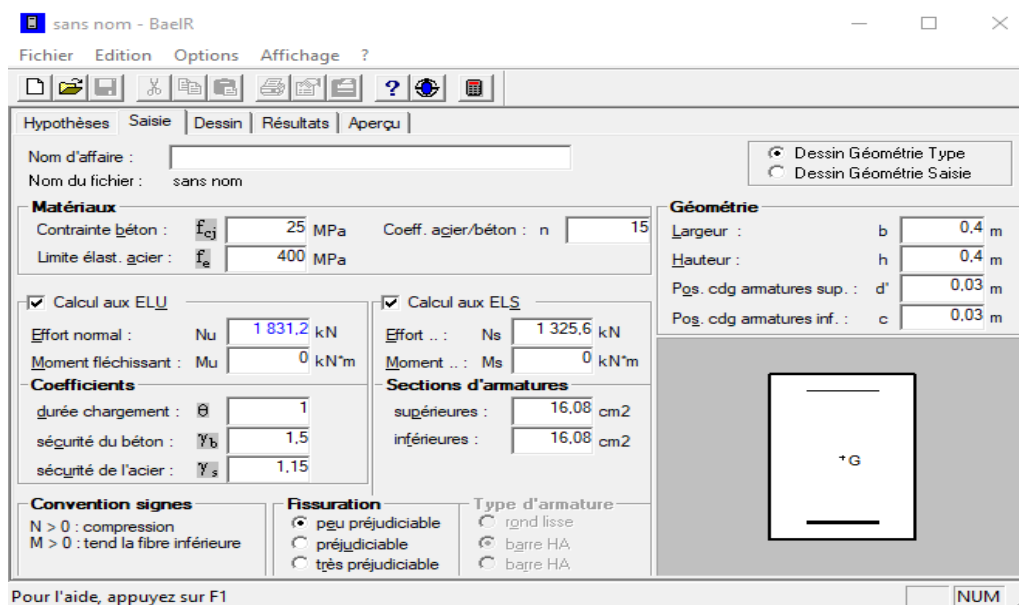


Figure VI.1.6 : Caractéristiques et sollicitation de la section

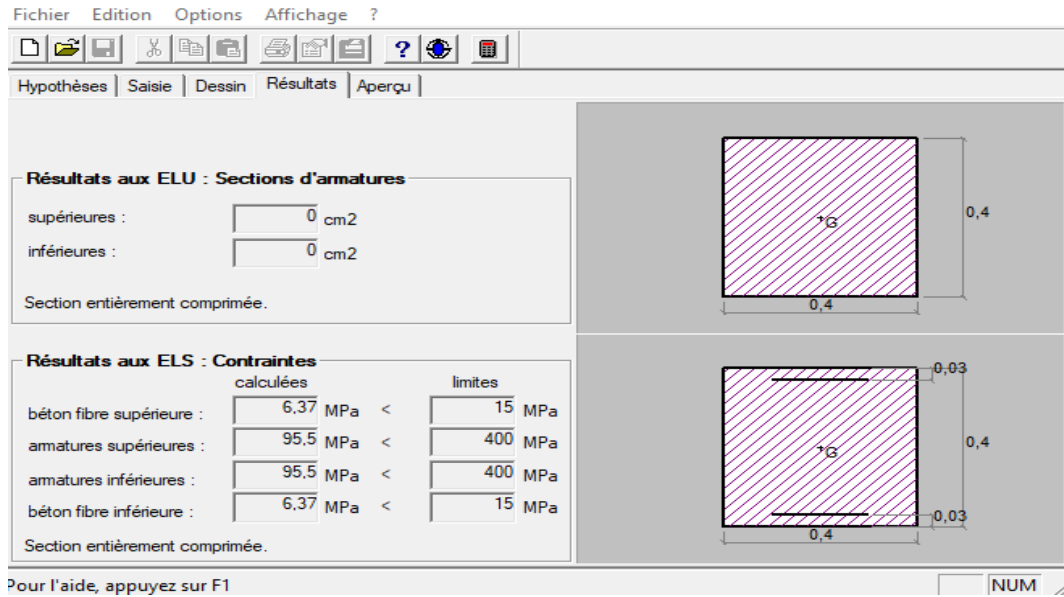


Figure VI.1.7 : Affichage des résultats

Section (Cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	Nature	σ _b Sup	σ _b inf	σ _{bc} Adm	σ _{st} Sup	σ _{st} inf	σ _s	Obs
Zone I 40 x 40	-1325,6	0	SEC	6,37	6,37	15	95,5	95,5	348	CV
	-111,69	0,465	SEC	0,56	0,51	15	8,38	7,71	348	CV
	-755,39	21,648	SEC	4,85	2,4	15	70,1	38,8	348	CV
Zone II 30 x 35	-872,59	-18,184	SEC	5,39	3,23	15	78,4	50,8	348	CV
	-63,68	7,596	SPC	0,78	0	15	10,6	-1,59	348	CV
	-495,92	-24,904	SEC	3,57	0,79	15	52,9	15,2	348	CV
Zone III 30 x 30	-373,06	-20,195	SPC	5,45	0,43	15	74,2	14	348	CV
	-10,94	12,951	SPC	1,97	0	15	21,8	-40,3	348	CV
	-125,17	27,559	SPC	4,86	0	15	59,1	-51,3	348	CV

Tableau VI.1.6 : Vérifications des contraintes.

Conclusion :

Le ferrailage final adoptée pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)
Sous-so1/2/ RDC/Et1	40 x 40	8 HA 16 = 16,08
Etage 2/3/4/5	30 x 35	4 HA16 + 4 HA14 = 14,20
Etage 6/7/ terrasse	30 x 30	8 HA14 = 12,32

Tableau VI.1.7 : Ferrailage finale des poteaux.

Schéma de ferrailage des poteaux :❖ **Poteaux 40 x 40 :**

Les armatures longitudinales : $8 \text{ HA } 16 = 16,08 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

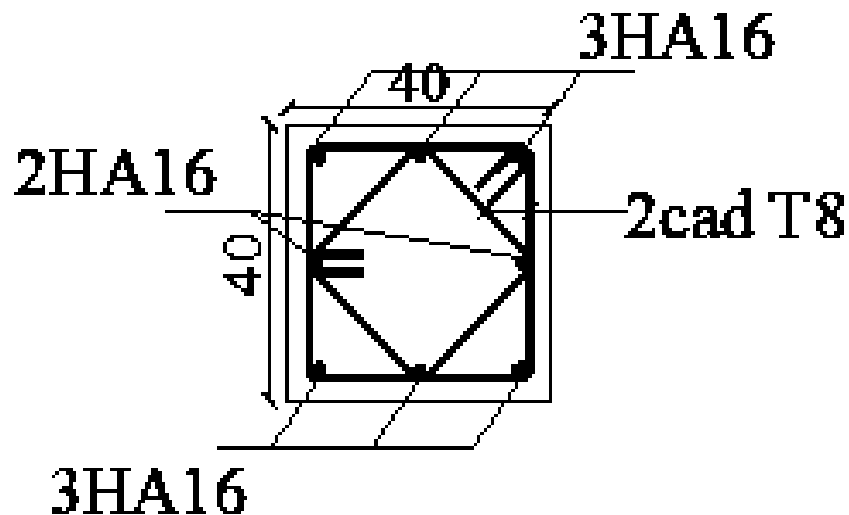


Figure VI.1.7. Ferrailage des poteaux 40 x 40

❖ **Poteaux 30 x 35 :**

Les armatures longitudinales : $4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 14 = 14,20 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

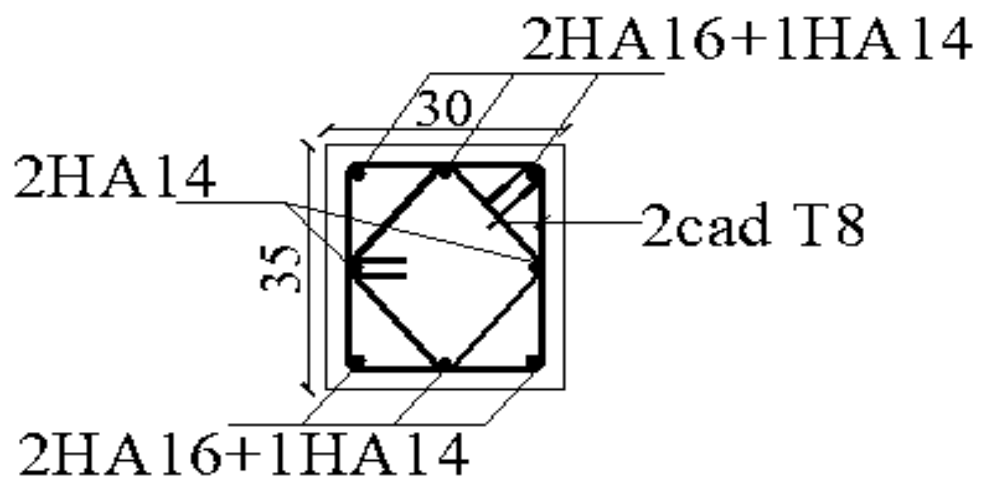


Figure VI.1.8. Ferrailage des poteaux 30 x 35

❖ **Poteaux 30 x 30 :**

Les armatures longitudinales : $8 \text{ HA } 14 = 12,32 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

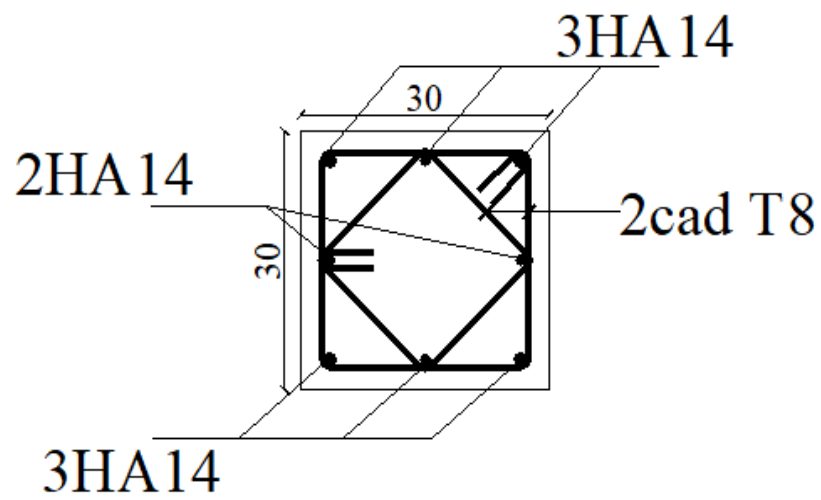


Figure VI.1.9 Ferrailage des poteaux 30 x 30

VI.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS. Leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_{st} (MPa)
Durable	1,5	25	14,20	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * 1,35G+1,5Qà l'ELU
- * G+Q.....à l'ELS
- * G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003
- * 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003

VI.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- a) **Armatures longitudinales :** **RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.1)**
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

	A_{min} 0,5% $b.h$ (cm ²)	A max zone courante 4% $b.h$ (cm ²)	A max zone de recouvrement 6% $b.h$ (cm ²)
Poutre principale (30 x 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 x 35)	5,25	42	63

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en zone IIa .

b) **Armatures transversales :** **RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right)$ \longleftrightarrow En zone nodale et en travée si les armatures comprimées.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ \longleftrightarrow En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec : ϕ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Calculs des armatures longitudinales a l'ELU :

1) Calcul du moment réduit « μ » :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

1) Selon la valeur du moment réduit « μ » par rapport à celle du moment réduit limite

« μ_1 », on distingue les deux cas suivants :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

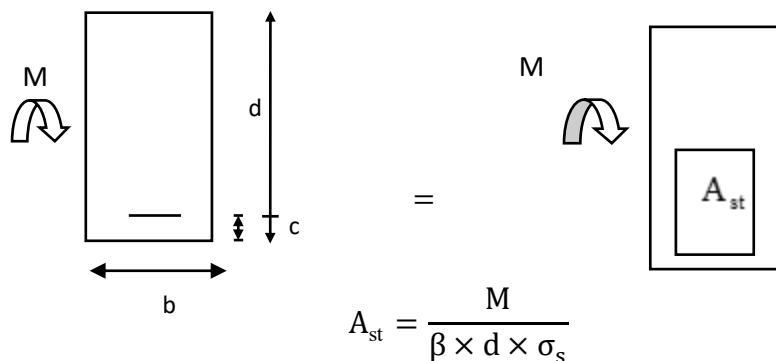
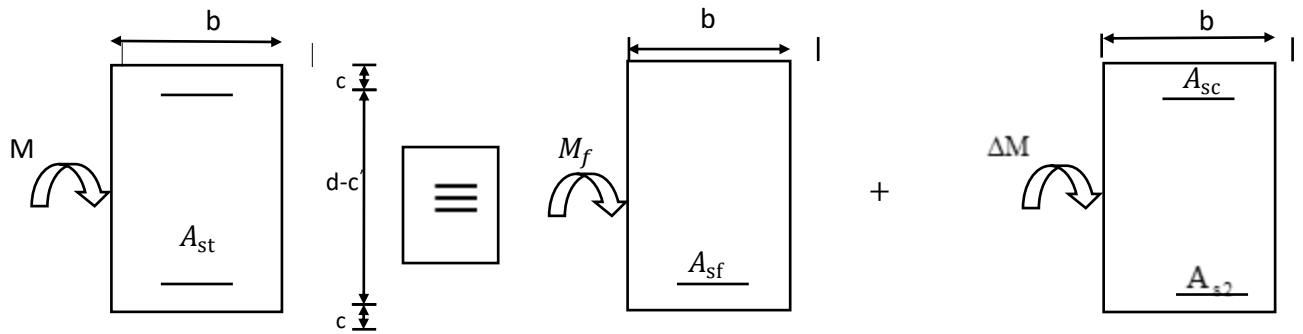


Figure VI.2.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sf} + A_{s2} = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Figure VI.2.2. : Disposition des armatures SDA

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1-Les poutres principales :

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A _{St} (Cm ²)	Ferraillage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	51,861	0,8G+Ex/G+Q+Ex	0,089	SSA	0,953	4,226	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeau)	8,01
En travée	71,11	ELU	0,094	SSA	0,951	5,052	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeau)	8,01

Tableau VI.2.1. Ferraillage des poutres principales.

2-Les poutres secondaires :

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A _{St} (Cm ²)	Ferraillage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	22,452	0,8G+Ey/G+Q+Ey	0,039	SSA	0,980	2,057	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeau)	8,01
En travée	30,91	ELU	0,071	SSA	0,963	2,508	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeau)	8,01

Tableau VI.2.2. Ferraillage des poutres secondaires.

VII.2.4. Vérification a l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30 × 40) cm²: $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (30 × 35) cm²: $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Poutres		A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Vérifications
Principales	En travée	8,01	1,34	CV
	Aux appuis	8,01	1,34	CV
Secondaires	En travée	8,01	1,16	CV
	Aux appuis	8,01	1,16	CV

Tableau VI.2.3. Condition de non fragilité.

2) Armatures longitudinales :

RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.1).

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{Min} = 0,5 \% (b \times h)$$

a) Poutre principale :

❖ En travée :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 6 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Aux appuis :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 6 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Poutre secondaire :

❖ En travée :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 5,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Aux appuis :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 5,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

3) Armatures transversales :

RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm ²)
Poutre Principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right)$	Min [10 ; 16,8]	$S_t = 10$ cm	0,9	4 HA 8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$ cm	1,35	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi\right)$	Min [8,75 ; 16,8]	$S_t = 8$ cm	0,72	4 HA 8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t = 15$ cm	1,35	

Tableau VI.2.4. Armatures transversales.

4) Vérification aux cisaillements :

BAEL 91 modifiée 99 (Art 5.1.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Principales	T max	97,39	30	37	0,878	3,33	CV
Secondaires	T max	37,03	30	32	0,386	3,33	CV

Tableau VI.2.5. Vérification aux cisaillements.

5) Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton :

BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.313).

Il faut vérifier que

- - Poutre principale :

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,37 \times \frac{25000}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (MPa)	Observations
Principales	T max	97,39	30	37	25	666	CV
Secondaires	T max	37,03	30	32	25	576	CV

Tableau VI.2.6. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

• **Influence sur les armatures :** BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.312).

Il faut vérifier que

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

Si $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right) < 0 \iff$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right) > 0 \iff$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment M _u (KN.m)	d (cm)	F _e (MPa)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right)$
Principales	T max	97,39	71,11	37	400	-116,154
Secondaires	T max	37,03	30,91	32	400	-70,296

Tableau VI.2.7. Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Poutres principales : $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right) = -116,154 \text{ KN} < 0$

Poutres secondaires : $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right) = -70,296 \text{ KN} < 0$

\iff Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

6) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres :**
BAEL91 modifiée (Art. A.6.1.3)

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

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entrainement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

❖ **Poutres principales : 3HA 12 + 3HA 14.**

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 12 + 3 \times 3,14 \times 14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{97,39 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,92} = 1,194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \blacktriangleleft \blacktriangleright \text{ Condition vérifier.}$$

❖ **Poutres secondaires : 3HA 14 + 3HA 12.**

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{37,03 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 0,525 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \blacktriangleleft \blacktriangleright \text{ Condition vérifier.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

7) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

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

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\phi 12$; $\phi 14$) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes.

$$\text{Pour les } T_{12} : l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{14} : l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,39 \text{ cm}$$

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 aciers HA.

Pour les $\phi 12$: $l_a = 16,92 \text{ cm}$.

Pour les $\phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

VI.2.4. Vérification a l'ELS :

1) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) **Etat limite de compression du béton (flèche) :** **BAEL91 modifiée 99**
(Art.B.6.5)

Ont fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,003 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,002 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) **Vérifications des contraintes :**

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$ \longleftrightarrow K_1 et β_1 \longleftrightarrow a partir des tableaux à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :** **BAEL91 modifiée 99**
(Art.A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Poutres		M _s KN.m	ρ	B ₁	K ₁	A _{st} (Cm ²)	d (cm)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Poutres Principales	Travée	29,507	0,722	0,876	25,32	8,01	37	137,89	348	CV	5,45	15	CV
	Appui	53,977	0,832	0,870	23,46	9,24	37	181,47	348	CV	7,73	15	CV
Poutres Secondaires	Travée	16,354	0,834	0,870	23,46	8,01	32	73,34	348	CV	3,13	15	CV
	Appui	26,008	0,834	0,870	23,46	8,01	32	116,63	348	CV	4,97	15	CV

Tableau VI.2.8. Vérifications des contraintes à l'ELS

Schéma de ferraillage des poutres :

❖ **Poutres principales :**

En travée : 3 HA14(filante) + 3 HA 12(chapeau) = 9,24 cm²

Aux appuis : 3 HA14(filante) + 3 HA 12(chapeau) = 8,01 cm²

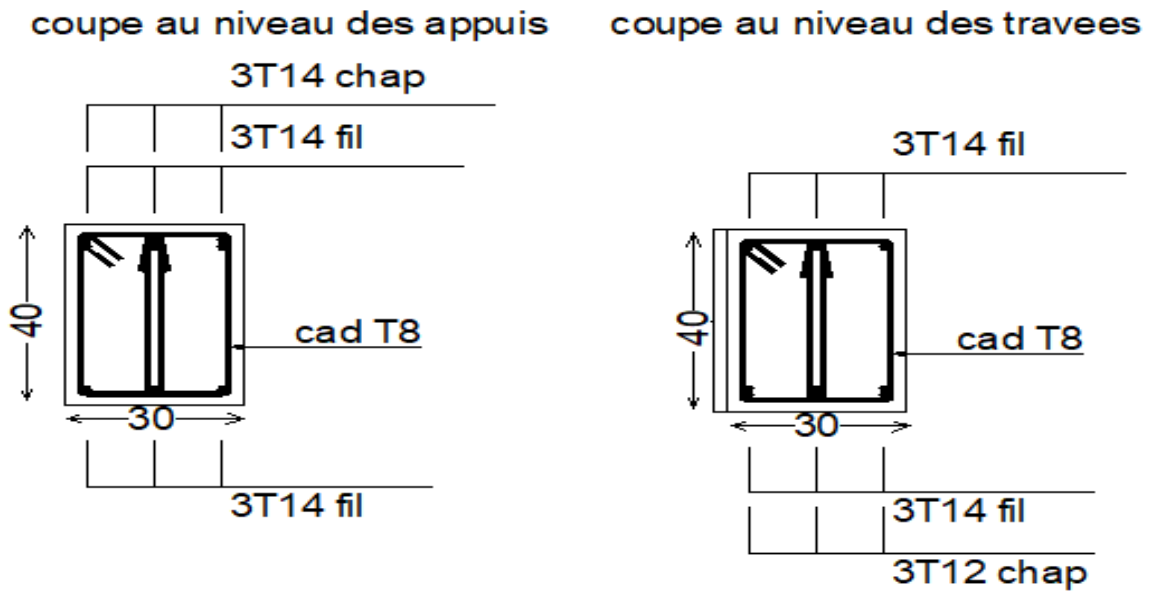


Figure VI.2.1. Ferraillage des poutres principale

❖ **Poutres secondaires :**

En travée : 3 HA14(filante) + 3 HA 12(chapeau) = 8,01 cm²

Aux appuis : 3 HA14(filante) + 3 HA 12(chapeau) = 8,01 cm²

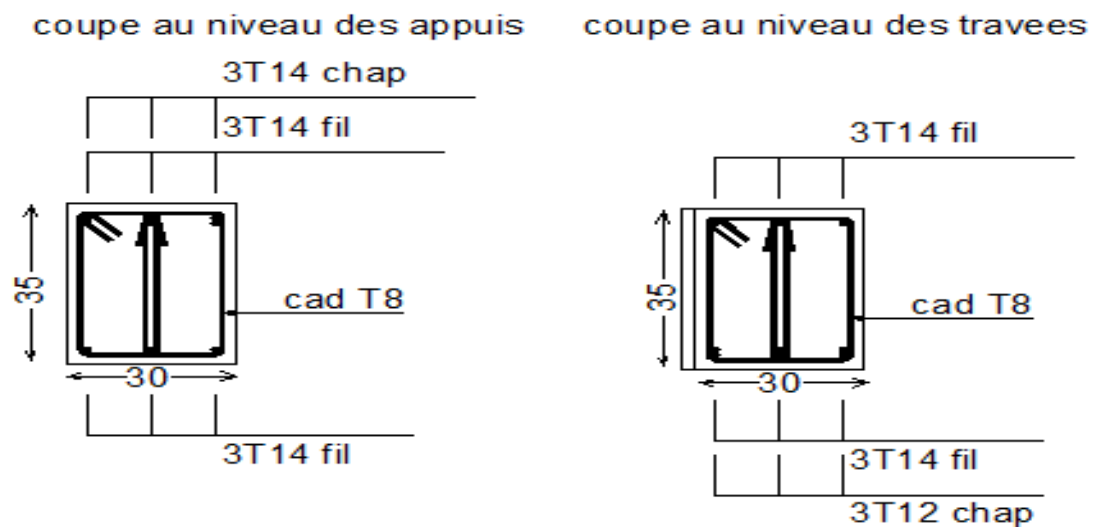


Figure VI.2.2. Ferraillage des poutres secondaires

VI.3 : Ferrailage 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 du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour avoir fait le calcul du ferrailage pour les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : sous-sol 1/2, RDC, 1^{er} étage.
- Zone II : du 2^{ème} étage au 5^{ème} étage.
- Zone III : du 6^{ème} étage au 8^{ème} étage.

VI-3-2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI-3-3. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : B : la section du béton, B=L x e

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

VI-3-4. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile. Trois cas peuvent se présenter.

- ✓ Section entièrement comprimée (S.E.C).
- ✓ Section partiellement comprimée (S.P.C).
- ✓ Section entièrement tendue (S.E.T).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Sections	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E. C		$N_i = \frac{\sigma_{Max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$
S.E. T		$N_i = \frac{\sigma_{Max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{Min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau.VI.3.1. Tableau des efforts normaux.

VI-3-5. Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

Sections	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$
S.E. T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P. T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau.VI.3.2. Tableau des armatures verticales.

Avec : **B** : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348$ Mpa, $f_{bc} = 14,20$ Mpa,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa, $f_{bc} = 18,48$ Mpa,

b) Armatures minimales :

***Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ 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.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

• **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

RPA99 version 2003 (Art .7.7.4.2).

✓ **D'après le BEAL 91 :** $A_H = \frac{A_v}{4}$ avec : A_v : la section des armatures verticales.

✓ **D'après le RPA 2003 :** $A_H \geq 0.15\% \cdot B$ (globalement dans la section du voile).

$A_H \geq 0,10\% \cdot B$ (en zone courante).

B : la section du béton

A_H : la section des armatures horizontales.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile

d) Armatures transversales : RPA 99 version 2003 (Art .7.7.4.3)

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.

e) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

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.

f) Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

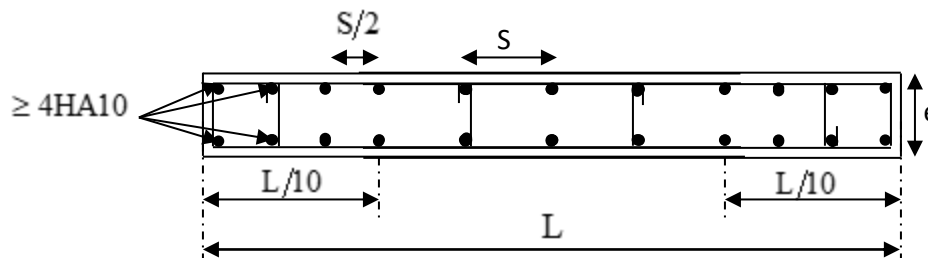
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons

Possibles de charges.

h) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



Fi1VII-3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

i) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30\text{cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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.

VI.3.6. Vérification a l'ELS :**❖ Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort :

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal applique .

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**• D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calculé}}$$

Avec : 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 :

Il faut vérifier que :

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.3.7. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile VL1 sur la zone I. $L = 1,4 \text{ m}$; $e = 0,2 \text{ m}$; $B = 0,28 \text{ m}^2$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,0562 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 1684,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6859,39 \text{ KN/m}^2$$

} Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1684,95}{1684,79 + 6859,39} \times 1,4 = 0,20 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 1,4 - 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\} = \min \left\{ \frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \times 0,20 \right\} = 0,13 \text{ m}$$

Soit $d_1 = 0,13 \text{ m}$

$$d_2 = L_t - d_1 = 1,20 - 0,13 = 1,07 \text{ m.}$$

❖ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire.

- zone courante (d_2) $S_t \leq \min \{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$
- zone d'extrémité (d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

❖ **Calcul de N :****Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 1684,95 \times \frac{(1,20 - 0,13)}{1,20} = 1505,09 \text{ Mpa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{6859,39 + 1505,09}{2} \times 0,13 \times 0,2 = 108,74 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1505,09}{2} \times 1,07 \times 0,2 = 161,04 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des armatures :**➤ **Les armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{108,74}{400} \times 10 = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{161,74}{400} \times 10 = 4,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times B f_{t28}}{f_c} ; 0,005 B \right) \quad \text{avec } B = d \times e$$

$$B_1 = d_1 \times e = 13 \times 20 = 260 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 107 \times 20 = 2140 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(0,314 ; 1,3) = 1,3 \text{ Cm}^2$$

$$A_{2min} \geq \max(2,584 ; 10,7) = 10,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 870,37}{400} \times 10 = 33,51 \text{ Cm}^2$$

Avec $V_u = 1,4 \times T$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,72 + \frac{33,54}{4} = 11,10 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,03 + \frac{33,54}{4} = 12,41 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage adopte :

$$A_1 = 2 \times 5 \text{ HA12} = 11,30 \text{ cm}^2 \quad , \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 8\text{cm}$$

$$A_2 = 2 \times 5 \text{ HA14} = 15,40 \text{ cm}^2 \quad , \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t=16\text{cm}$$

➤ **Les armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = 8,38 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0,15 \% B = 4,5 \text{ cm}^2$

En prend $A_h = 4,5 \text{ cm}^2$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

➤ **Pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA10}$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99 : (Art 5.1.1) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4\text{Mpa} \right\} = 3,26\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{870,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1400} = 3,45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,66 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

➤ **RPA99 version 2003 (Art 7.2.2)**

$$\bar{\tau}_b = 0,6f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 870,37 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1400} = 4,84 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,33 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{4523,49 \times 1000}{1400 \times 200 + 15 \times 2670} = 14,13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage d'autre voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

VI.3.7. Résumé de calcul :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,8	0,8	0,8
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		1026,880	728,100	414,300
	N _{ser} (kN)		2701,48	2286,35	1011,32
	Vu (kN)		1437,632	1019,340	580,020
	σ _{max} (kN/m ²)		4350,780	3438,340	3090,780
	σ _{min} (kN/m ²)		6770,650	5183,350	3924,340
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,56	1,60	1,76
	L _t		2,44	2,40	2,24
	d		1,04	1,06	1,17
	d _{adopté}		1,04	1,06	1,12
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,39	1,34	1,12
	σ ₁		2486,923	1917,807	1545,390
	N ₁		713,32	569,61	518,71
N ₂		346,17	257,24	172,90	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		17,83	14,24	12,97
	A _{v2} /bande (cm ²)		8,65	6,43	4,32
	A _{vj} (cm ²)		39,53	28,03	15,95
	A' _{v1} /bande/nappe		27,72	21,25	16,96
	A' _{v2} /bande/nappe		18,54	13,44	8,31
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		10,95	11,17	12,34
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		28,15	21,55	20,11
	A' _{v2} adopté (cm ²)		21,55	15,83	15,39
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*7HA16	2*7HA14	2*5HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*7HA14	2*7HA12	2*5HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12,00	12,00	12,00
	AH adopté (cm ²)		13,06	13,06	13,06

	choix de la section		2*13HA8	2*13HA8	2*13HA8
Armatures transversales	Espacement s_t (cm)		7	7	7
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,997	1,416	0,806
	3,26 Mpa	τ_u	1,426	1,011	0,575
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,254	2,754	1,229

Tableau VI .3.3. Ferrailage du voile VT1 dans les différentes zones

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35
	Hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	3,80	3,80	3,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,76	0,76	0,76
	He	3,060	3,060	3,060
	h	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	608,180	610,960	366,800
	N _{ser} (kN)	2782,52	2442,89	1087,46
	Vu (kN)	851,452	855,344	513,520
	σ_{max} (kN/m ²)	3335,420	3013,720	3789,160
	σ_{min} (kN/m ²)	6676,040	5584,810	4310,560
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,27	1,33	1,78
	L _t	2,53	2,47	2,02
	d	0,84	0,89	1,19
	d _{adopté}	0,84	0,89	1,01
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,69	1,58	1,01
	σ_1	2224,479	1929,528	1894,580
	N ₁	469,26	438,92	574,71
N ₂	375,93	304,91	191,57	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	11,73	10,97	14,37
	A _{v2} /bande (cm ²)	9,40	7,62	4,79
	A _{vj} (cm ²)	23,41	23,52	14,12
	A'v1/bande/nappe	17,59	16,85	17,90
	A'v2/bande/nappe	15,25	13,50	8,32
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	8,86	9,32	12,44
	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	20,096	20,096

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v2 adopté (cm ²)		15,386	15,386	15,386
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA16	2*5HA16	2*5HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	16	20	16
Bande 2		16	20	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,40	11,40	11,40
	AH adopté (cm ²)		13,06	13,06	13,06
	choix de la section		2*13HA8	2*13HA8	2*13HA18
Armatures transversales	Espacement st(cm)		7	7	7
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,245	1,251	0,751
	3,26 Mpa	τ_u	0,889	0,893	0,536
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,522	3,092	1,389

Tableau VI.3.4. Ferrailage du voile VT2 dans les différentes zones

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35
	Hauteur etage (m)	3,06	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	3,06	3,06	3,06
	h	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	143,930	76,180	64,760
	N _{ser} (kN)	1390,34	979,34	453,38
	Vu (kN)	201,502	106,652	90,664
	σ_{\max} (kN/m ²)	1912,010	324,680	456,710
	σ_{\min} (kN/m ²)	5527,510	3204,100	1746,250
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,39	0,14	0,31
	L _t	1,11	1,36	1,19
	d	0,26	0,09	0,21
	d _{adopté}	0,26	0,09	0,21
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,86	1,27	0,98
	σ_1	1471,090	302,746	377,079
	N ₁	86,95	5,77	17,29
N ₂	126,14	38,45	37,02	

Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2,17	0,14	0,43
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,15	0,96	0,93
	A _{vj} (cm ²)		5,54	2,93	2,49
	A'v1/bande/nappe		13,56	0,88	1,06
	A'v2/bande/nappe		4,54	1,69	1,55
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,70	0,97	2,18
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		15,40	6,79	6,79
	A'v2 adopté (cm ²)		11,30	6,79	6,79
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA14	2*3HA12	2*3HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA12	2*3HA12	2*3HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	16	16
Bande 2		16	16	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm ²)		4,52	4,52	4,52
	choix de la section		4HA12	4HA12	4HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,746	0,395	0,336
	3,26 MPa	τ_u	0,533	0,282	0,240
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,211	2,966	1,403

Tableau VI.3.5. Ferrailage du voile VT3 dans les différentes zones

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35
	Hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,40	1,40	1,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,28	0,28	0,28
	He	3,060	3,060	3,060
	h	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	870,370	591,700	317,490
	N _{ser} (kN)	4523,49	3146,72	1423,21
	Vu (kN)	1218,518	828,380	444,486
	σ_{max} (kN/m ²)	1684,950	976,100	2564,920
	σ_{min} (kN/m ²)	6859,390	5069,770	3600,670
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,28	0,23	0,58
	L _t	1,12	1,17	0,82

	d		0,18	0,15	0,39
	d_{adopté}		0,18	0,15	0,39
	d2 = L_t - d_{adopté}		0,94	1,02	0,43
	σ₁		1409,021	850,812	1346,848
	N₁		56,95	27,53	151,88
	N₂		132,43	87,06	57,82
Armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		1,42	0,69	3,80
	A_{v2}/bande (cm²)		3,31	2,18	1,45
	A_{vj} (cm²)		33,51	22,78	12,22
	A'_{v1}/bande/nappe		9,80	6,38	6,85
	A'_{v2}/bande/nappe		11,69	7,87	4,50
Armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		1,93	1,58	4,08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)		11,30	9,04	9,04
	A'_{v2} adopté (cm²)		15,40	9,04	6,28
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*5HA12	2*4HA12	2*4HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*5HA14	2*4HA12	2*4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	8	10	10
Bande 2		16	16	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,20	4,20	4,20
	AH adopté (cm²)		4,52	4,52	4,52
	Choix de la section		4HA12	4HA12	4HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	τ_b = 5MPa	τ_b	4,835	3,287	1,764
	3,26 Mpa	τ_u	3,454	2,348	1,260
	σ_{bc} = 15MPa	σ_{bc}	14,585	10,146	4,696

Tableau VI.3.6. Ferrailage du voile VL1 dans les différentes zones

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30
	Hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,58	1,58	1,58
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m²)	0,316	0,316	0,316
	He	3,060	3,060	3,060
	h	2,76	2,76	2,76
	T(kN)	815,250	510,290	323,550

Solicitation de calcul	N_{ser} (kN)		4653,37	3102,95	1401,45
	V_u (kN)		1141,350	714,406	452,970
	σ_{max} (kN/m ²)		1317,660	1834,450	3699,270
	σ_{min} (kN/m ²)		6417,280	4715,170	4352,260
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L_c		0,27	0,44	0,73
	L_t		1,31	1,14	0,85
	d		0,18	0,30	0,48
	$d_{adopté}$		0,18	0,30	0,43
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		1,13	0,84	0,43
	σ_1		1137,290	1358,651	1849,635
	N_1		44,05	94,20	236,96
	N_2		128,67	114,46	78,99
Armatures verticales	A_{v1}/bande (cm ²)		1,10	2,36	5,92
	A_{v2}/bande (cm ²)		3,22	2,86	1,97
	A_{vj} (cm ²)		31,39	19,65	12,46
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		8,95	7,27	9,04
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		11,06	7,77	5,09
Armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe}$ (cm ²)		1,88	3,10	5,08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		11,30	11,30	11,30
	A'_{v2} adopté (cm ²)		11,30	11,30	7,80
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
Bande 2		16	16	16	
Armatures horizontales	A_H/nappe (cm ²)		4,74	4,74	4,74
	A_H adopté (cm ²)		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	4,013	2,512	1,593
	3,26 Mpa	τ_u	2,867	1,794	1,138
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	12,816	8,964	4,133

Tableau VI.3.7. Ferrailage du voile VL2 dans les différentes zones

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	
	Hauteur etage (m)	3,06	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	
	He	3,060	3,060	3,060	
	h	2,71	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)	392,500	218,290	104,400	
	N _{ser} (kN)	895,19	631,58	291,27	
	Vu (kN)	549,500	305,606	146,160	
	σ _{max} (kN/m ²)	1465,360	301,20	377,000	
	σ _{min} (kN/m ²)	5115,230	2951,010	1612,610	
	σs (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _c	0,40	0,02	0,34	
	L _t	1,40	1,78	1,46	
	d	0,27	0,01	0,23	
	d _{adopté}	0,27	0,01	0,23	
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,13	1,77	1,23	
	σ ₁	1185,506	29,915	318,243	
	N ₁	70,84	0,07	15,81	
N ₂	134,19	5,29	39,19		
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,77	0,00	0,40	
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,35	0,13	0,98	
	A _{vj} (cm ²)	15,11	8,40	4,02	
	A'v1/bande/nappe	5,55	2,10	1,40	
	A'v2/bande/nappe	7,13	2,23	1,98	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,81	0,13	2,39	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	11,30	4,68	4,68	
	A'v2 adopté (cm ²)	7,8	4,68	4,68	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA12	2*3HA10	2*3HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA10	2*3HA10	2*3HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	10	20	20
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,40	5,40	5,40	
	AH adopté (cm ²)	5,65	5,65	5,68	
	Choix de la section	5HA12	5HA12	5HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			

Vérfication des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,696	0,943	0,451
	3,26 Mpa	τ_u	1,211	0,674	0,322
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,408	1,721	0,794

Tableau VI.3.8. Ferrailage du voile VL3 dans les différentes zones

Chapitre VII:

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- 1) **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (**semelles isolées, semelles filantes et radier**).
- 2) **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (**pieux, puits**).

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de **2 bars**.

VII.3. Fondation :➤ **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B \quad \text{Poteau rectangulaire}$$

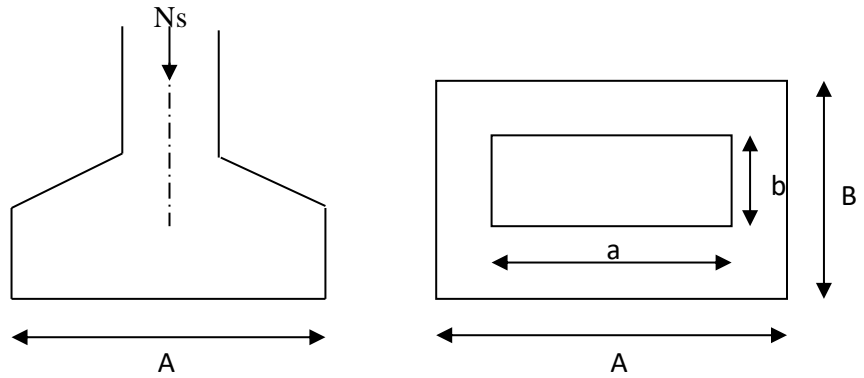
D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

On a :

$N_{ser} = 1441,98 \text{ KN}$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$B \geq \sqrt{\frac{1441,98}{200}} = 2,68m \Rightarrow B = 2.70m$



✓ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :**

a) **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B × L (m ²)
VL1	4523,49	5,60	4,038	22,62
VL2	4653,37	6,32	3,68	23,27
VL3	895,19	1,80	2,49	4,47
				St= 50,36

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

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B × L (m ²)
VT1	2701,48	8,00	1,69	13,51
VT2	2782,52	7,60	1,83	13,91
VT3	1390,34	1,50	4,63	6,95
				St= 34,37

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

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_t = S_1 + S_2 = 84,73 \text{ m}^2$.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

❖ **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 leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape du calcul :**

1 - détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

2 - détermination de coordonnée de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

3 - détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4 - Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \cdot \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}}$

5 - Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ Avec : **L** : est la distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N_{ser}	e_i (m)	$N_s \times e_i$	M_I
1	1034,085	5,2	5377,242	-3,084
2	1064,949	1,4	1490,929	-3,262
3	1103,011	-2	-2206,022	-3,231
4	1316,133	-5,2	-6843,892	0
	Σ 4518,178		Σ -2181,743	Σ -9,577

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

$$\text{AN: } e = \frac{-2181,743 - 9,577}{4518,178} = -0,485 \text{ m}$$

$$e = -0,485 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,40}{6} = 1,733 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4518,178}{10,40} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,485)}{10,40} \right) = 555,99 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4518,178}{10,40} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,485)}{10,40} \right) = 312,88 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4518,178}{10,40} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,485)}{10,40} \right) = 495,22 \text{ [KN/m]}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{495,22}{200} = 2,476 \text{ m on prend } B = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 2,50 \times 10,40 = 26 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 26 \times 7 = 182 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 182 + 84,73 = 266,73 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 10,40 \times 26 = 270,4 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{266,73}{270,4} = 0,986 = 98,6 \%$$

La surface des semelles représente 98,6 % de la surface de bâtiments.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation

- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

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 :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée max

$$L_{\max} = 4.75 \text{ m} \Rightarrow 475/8 = 59,375 \text{ cm} \leq h \leq 475/5 = 95 \text{ cm}$$

On prend $h=90$

- Sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{475}{20} = 23,75 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 100$ cm

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{475}{50} \leq h_t \leq \frac{475}{40} \quad \longrightarrow \quad 9,5 \leq h_t \leq 11,87 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 20$ cm

- La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend $b_n=50$ cm

C) Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.97 \text{ m}$$

On prend $h = 100$ cm

Conclusion : D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cm Hauteur de la dalle.

$b_n = 50$ cm Largeur de la nervure.

$h_t = 20$ cm Dalle flottante.

VIII.5. Détermination des efforts :

❖ **Combinaison d'actions :**

❖

$$\text{ELU: } N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 61248,71 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{sl} = G + Q = 44442,74 \text{ KN}$$

VIII.6. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{61248,71}{1,33 \times 200} = 230,258 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{44442,74}{1,33 \times 200} = 167,078 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 230,258 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 270,4 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = S_{\text{rad}} = 230,258 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = 270,4 + 0,5 \times (10,40 + 26) \times 2 = 306,8 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{rad}} = 306,8 \text{ m}^2$

VII.7. Calcul des sollicitations à la base du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la Dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

➤ **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (306,8 \times 0,30) \times 25 = 2301 \text{ KN}$$

➤ **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (1 - 0,30) \times 26 \times 7) + (0,5 \times (1 - 0,30) \times 10,40 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1677 \text{ KN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 26 \times 7) + (0,5 \times 10,40 \times 4) = 111,8 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(306,8 - 111,8) \times (1 - 0,30)] \times 17 = 1989 \text{ KN.}$$

Avec : poids volumique du TVO : $\rho = 17 \text{ KN/m}^3$

➤ **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

Épaisseur de dalle flottante = ($e_p = 10 \text{ cm}$).

$$P_{\text{df}} = 306,8 \times 0,1 \times 25 = 767 \text{ KN.}$$

➤ **Poids du voile périphérique :**

$$P_{\text{voile}} = h_{\text{mur}} \times L_{\text{mur}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{voile}} = 6,12 \times 26 \times 0,20 \times 25 = 795,6 \text{ KN}$$

❖ Charge Permanente apportée sur le radier:

$$G_{rad} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante} + P_{voile}$$

$$G_{rad} = 2301 + 1677 + 767 + 795,6 = 5540,6 \text{ KN}$$

❖ Combinaison d'action :

$$N_u = N_{ul} + 1,35G_{rad} = 61248,71 + (1,35 \times 5540,6) = 68728,52 \text{ KN.}$$

$$N_s = N_{sl} + G_{rad} = 44442,74 + 5540,6 = 49983,34 \text{ KN.}$$

VII.8. Vérification :

VII.8.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 \cdot f_c \cdot 28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

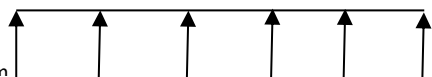
$$\tau_{u, max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{68728,52 \times 1}{306,8} \times \frac{4,75}{2} = 532,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{532,04 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.8.2. Vérification de la stabilité du radier :

❖ Calcul le centre de gravité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par l'effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne : σ_m 

$$\sigma_m = \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Figure. VII.1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

à l'ELU : $\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$

à l'ELS: $\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

à l'ELU: $N_u = 68728,52 \text{ KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{68728,52}{306,8} = 224,02 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = 224,02 / m^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

à l'ELS: $N_s = 49983,34 \text{ KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{49983,34}{306,8} = 162,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = 162,92 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.9. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

VII.9.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} 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 :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- 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 :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

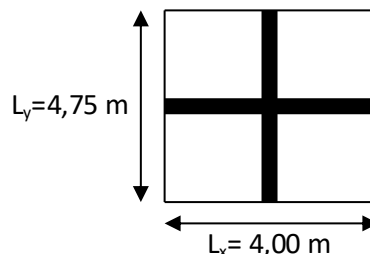
VII.9.2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,00 \text{ m} \quad L_y = 4,75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,75} = 0,84$$

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0520 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} \mu_y = 0,764 \\ \mu_x = 0,0589 \end{cases}$$



$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

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.

- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(224,02 - \frac{5540,6}{306,8} \right) \times 1\text{ml} = 205,96 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(162,92 - \frac{5540,6}{306,8} \right) \times 1\text{ml} = 144,86 \text{ KN/m}^2$$

VII.9.3. Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient : $M_{0x} = 0,0520 \times 205,96 \times 4,00^2 = 171,36 \text{ KN.m}$

$$M_{0y} = 0,667 \times 171,36 = 114,30 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0,75** : pour les moments en travée.
- **0,5** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0,3** : pour les moments sur appuis de rive.

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 171,36 = 85,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 114,30 = 57,15 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rive :

$$M_{a-x} = 0,3 \times 171,36 = 51,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,3 \times 114,30 = 34,29 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{a-x} = 0,75 \times 171,36 = 128,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 114,30 = 85,73 \text{ KN.m}$$

a. Ferrailage dans le sens x-x :

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,68 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta_u = 0,957$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{85,68 \times 10^3}{0,957 \times 27 \times 348} = 9,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA16 = 10,05 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128,52 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,124 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,124 \rightarrow \beta_u = 0,934$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{128,52 \times 10^3}{0.934 \times 27 \times 348} = 14,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA20 = 15,71 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

b. Ferrailage dans le sens y-y :• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,15 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,055 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57,15 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA14 = 7,7 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,73 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,082 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta_u = 0.957$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{85,73 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} = 9,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA16 = 10,05 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	β	Ferraillage	ST (cm)	Section cm ²
Longitudinale	Aux appuis	85,68	0,082	0,957	5 HA 16	20	10,05
	En travée	128,52	0,124	0,934	5 HA 20	20	15,71
Transversale	Aux appuis	57,15	0,055	0,971	5HA 14	20	7,70
	En travée	85,73	0,082	0,957	5 HA 16	20	10,05

Tableau VII.3. Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

VIII.9.4. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3 - (L_x/L_y)}{2} \quad \text{avec } \delta_0 = 0,8 \text{ \% pour les HA.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,84}{2} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

VII.9.5. Calcul à l'ELS :❖ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{On obtient : } M_x = 0,0589 \times 144,86 \times 4,00^2 = 136,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,764 \times 136,52 = 104,30 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 136,52 = 68,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 104,30 = 52,15 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{a-x} = 0,75 \times 136,52 = 102,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 104,30 = 78,23 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Sens	Zone	M_U	M_S	$\gamma = \frac{M_U}{M_S}$	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	85,68	68,26	1,26	0.066	0.085	0.38	CV
	Travée	128,52	102,39	1,26	0.099	0.130	0.38	CV
Y-Y	Appuis	57,15	52,15	1,10	0,0504	0,065	0,30	CV
	Travée	85,73	78,23	1,10	0,076	0,099	0,30	CV

Tableau VII.4. Vérification des contraintes dans le béton

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{85,68}{68,26} = 1.26 \quad \text{et } \mu = 0.068 \rightarrow \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.0881 < \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{128,52}{102,39} = 1.26 \quad \text{et } \mu = 0.068 \rightarrow \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.0881 < \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

- ❖ **-Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

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

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ; } V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{205,96 \times 4,75}{2} = 489,155\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{489,155 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,842 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.812 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VII.10. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous . Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

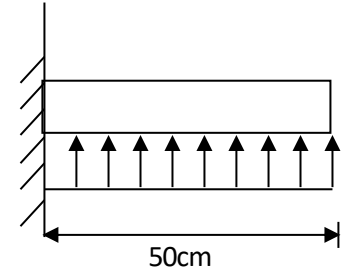


Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 205,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-205,96 \times 0,5^2}{2} = -25,745 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 144,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-144,86 \times 0,5^2}{2} = -18,11 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

- Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,745 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,024 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,745 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 2,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4 HA 12 = 4,52 cm²**

- Armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3,14 cm²**

3. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte **3 HA12 = 3,38 cm²/ml** avec $S_t = 15$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

4. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,745}{18,11} = 1,42$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\alpha = 0,021 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.11. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

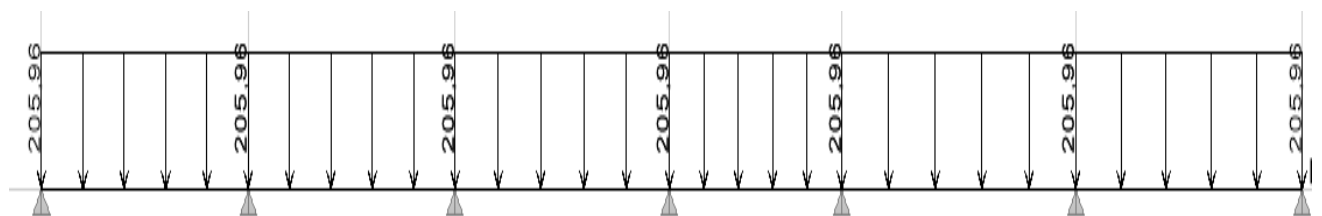
VII.12. Détermination des efforts :

Sens longitudinal (X-X) :

$$\text{ELU : } q_u = 205,96 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 144,86 \text{ KN/m}$$

➤ ELU :



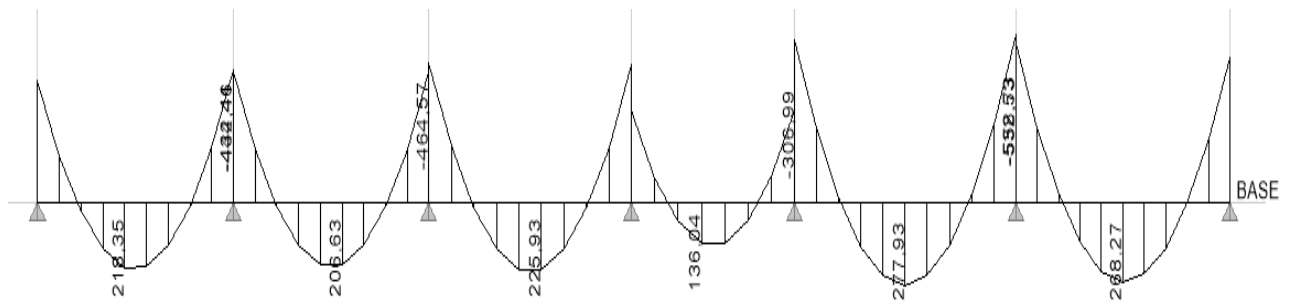


Figure VII.2. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens (X-X)

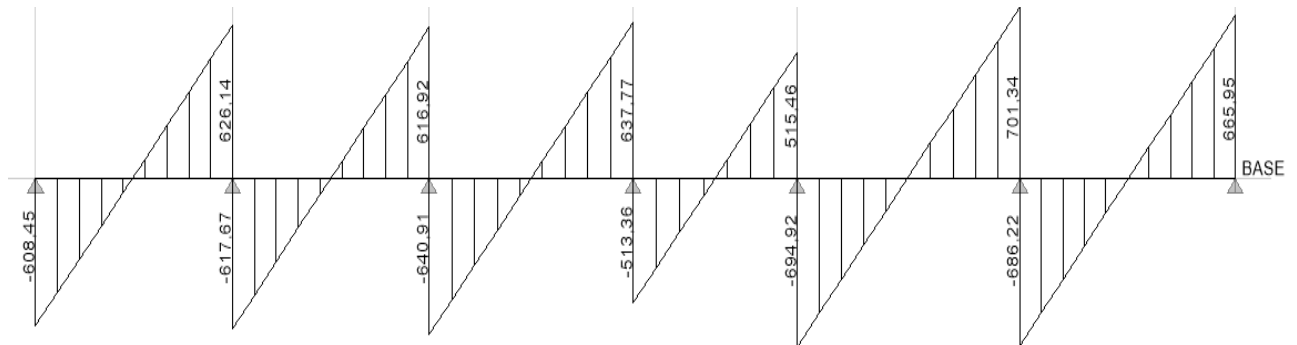


Figure VII.3. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens (X-X)

➤ ELS :

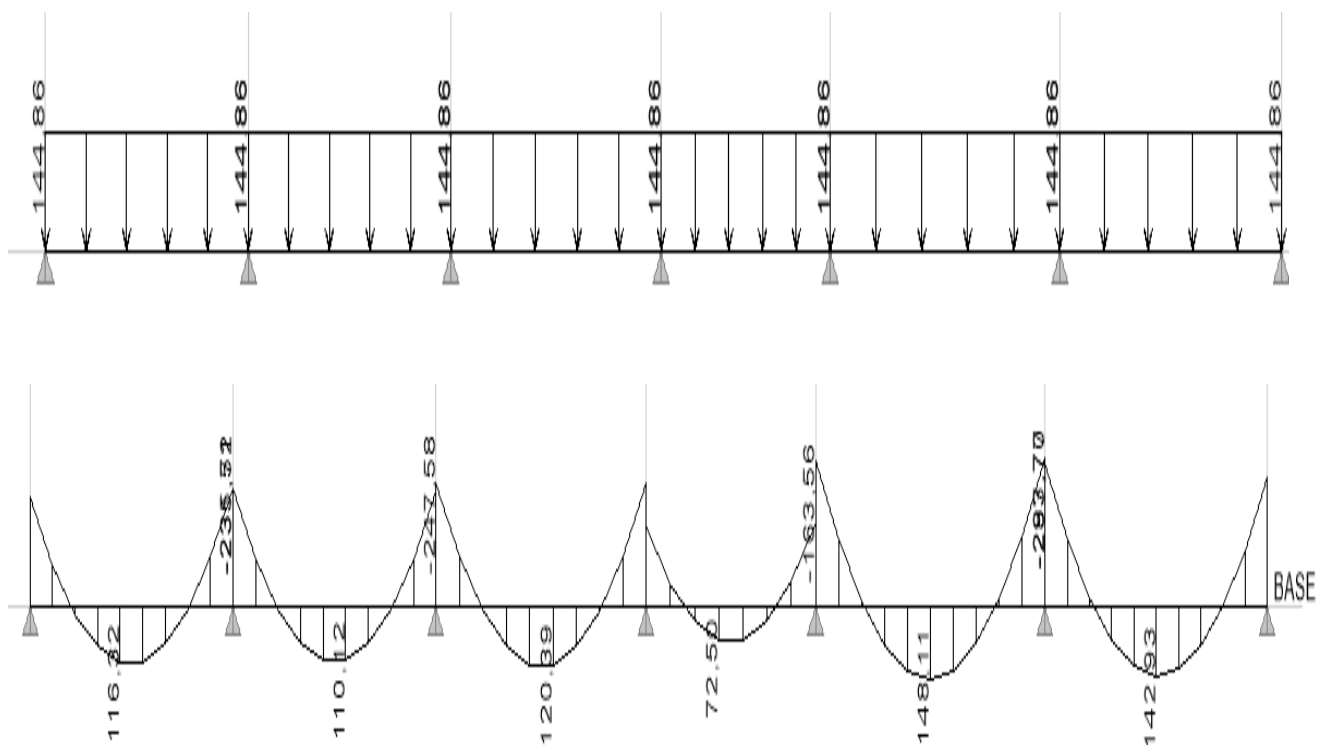


Figure VII.4. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens (X-X)

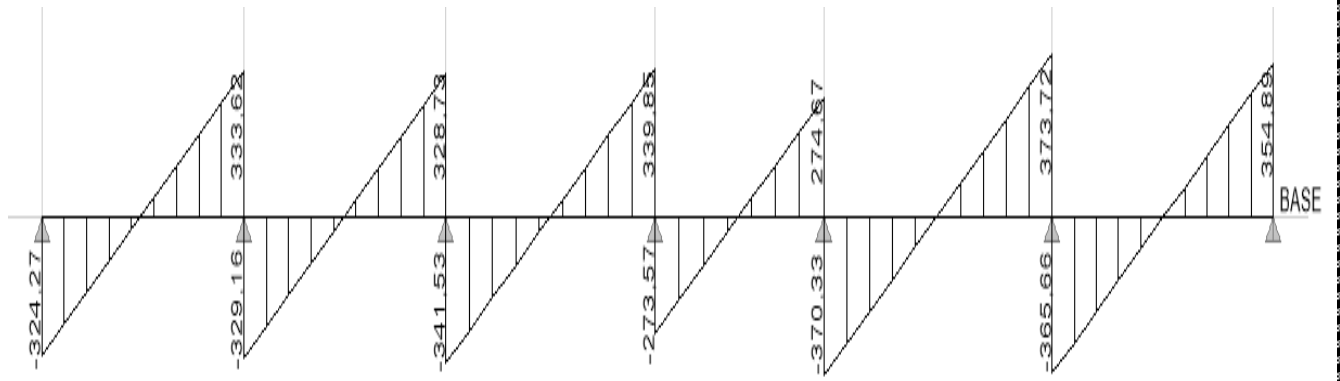


Figure VII.5. Diagrammes des efforts tranchants a L'ELS sens (X-X)

Sens transversal (Y-Y) :

➤ ELU :

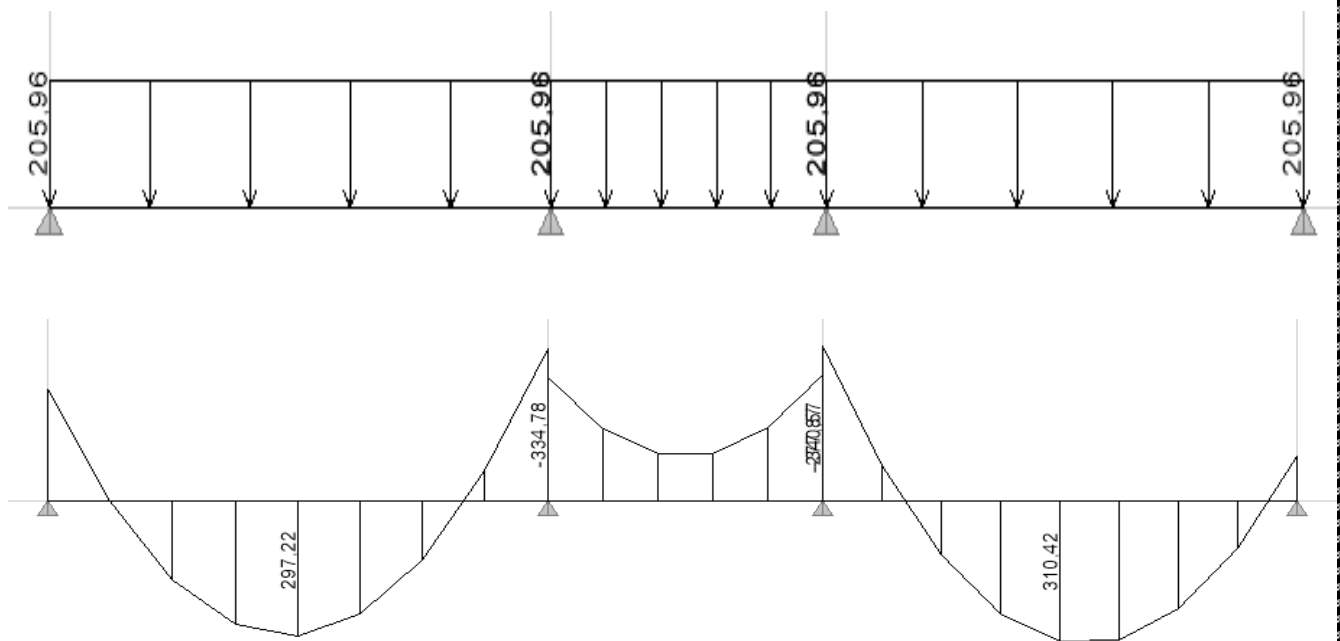


Figure VII.6. Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU sens (Y-Y)

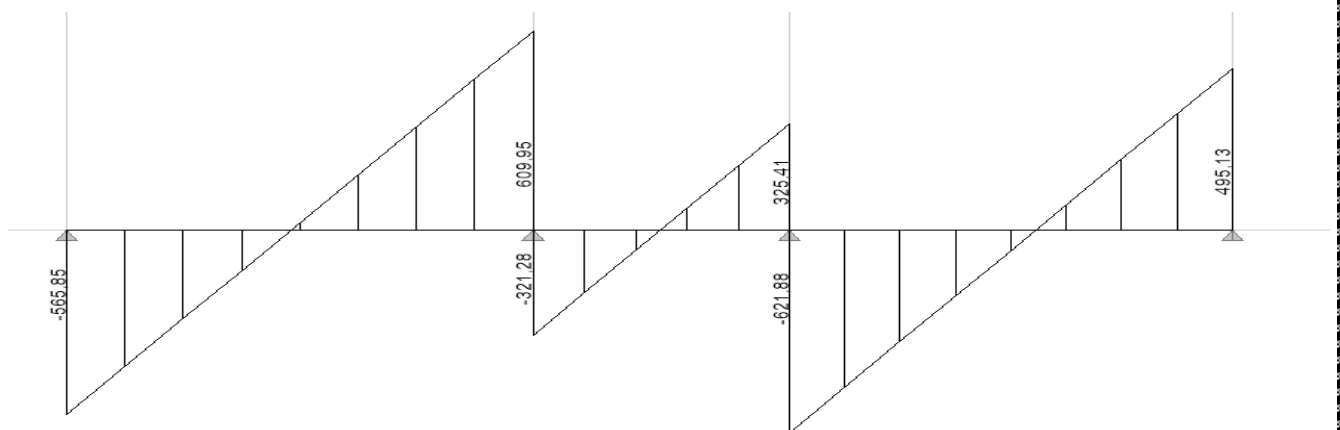


Figure VII.7. Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU sens (Y-Y)

➤ ELS:

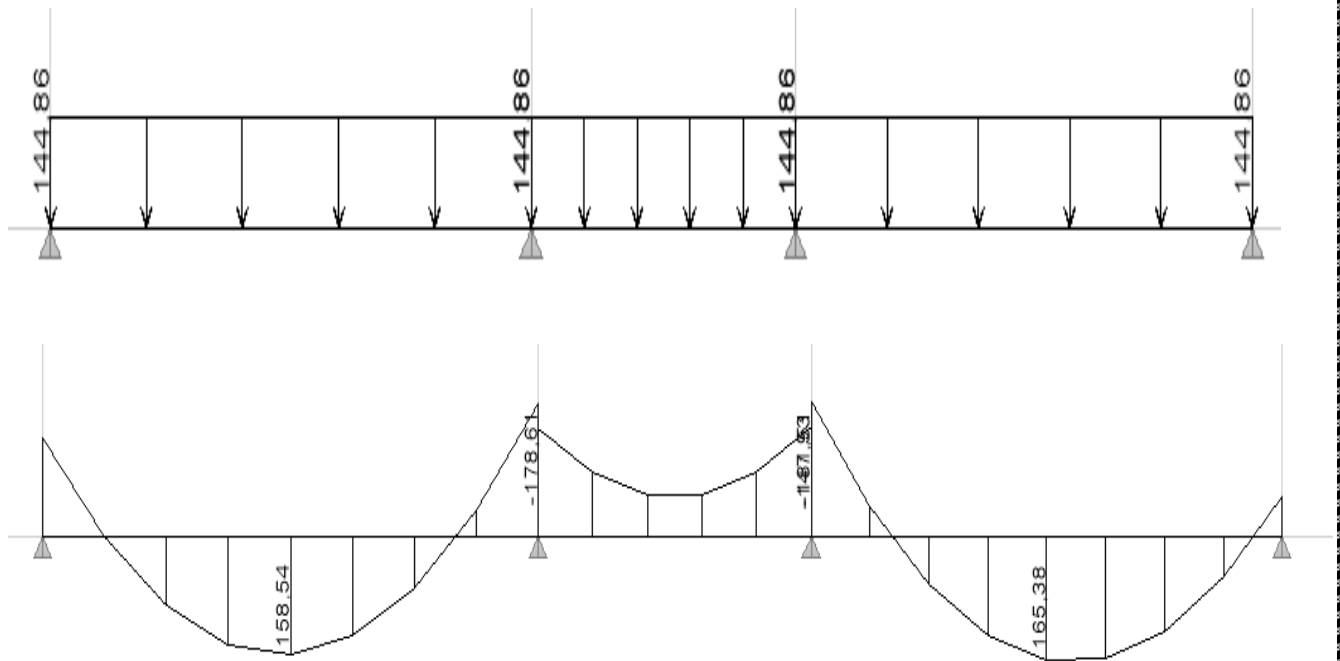


Figure VII.8. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens (Y-Y)

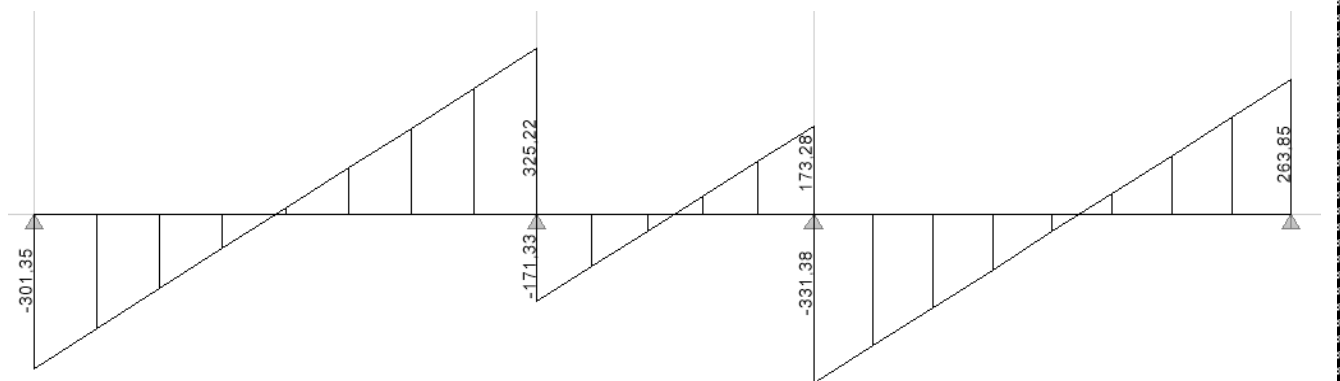


Figure VII.9. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens (Y-Y)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

	Sens longitudinale (X-X)		Sens transversale (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{t\max}$ (KN.m)	277,93	148,11	310,42	165,38
$M_{a\max}$ (KN.m)	532,53	287,70	340,57	181,56
T_{\max} (KN)	701,34	373,72	621,88	331,38

Tableau VII.5. Les efforts internes dans les nervures.

❖ Calcul des armatures :✚ Armature longitudinale (X-X) :

$$b=50\text{cm}, h=100\text{cm}, f_{bc} = 14.2\text{Mpa}, \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de ferrailage de nervure sont donnés sur le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
X-X	Travée	277,93	0,042	0,979	SSA	8,41	4HA16 + 2HA12 = 10,30
	Appuis	532,53	0,080	0,958	SSA	16,47	4HA16 + 4HA20 = 20,60
Y-Y	Travée	310,42	0,052	0,973	SSA	10,25	4HA16 = 12,57
	Appuis	340,57	0,060	0,969	SSA	12,01	4HA16 + 4HA12 = 14,19

Tableau VII.6. Calcul des armatures de la nervure.

✚ Armature transversales (Y-Y) :

BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2.)

❖ Diamètre minimal :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ Espacement des armatures :• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 19,2 \} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✚ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3.12 \text{ cm}^2$$

VII.10.1. Vérification a l'ELU :❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

→ Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✚ Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 701,34 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{701,34 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,45 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 594,21 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{594,21 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,23 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.10.2. Vérification a l'ELS :

❖ Vérification les contraintes dans le béton et l'acier :

➤ **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_b = \sigma_{st} / K$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A (cm ²)	M (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	Appuis	10,30	287,70	0,212	0,926	52,57	310,97	348	5,915	15	CV
	Travée	20,60	148,11	0,425	0,900	35,00	82,36	348	2,353	15	CV
y-y	Appuis	12,57	181,56	0,259	0,919	46,73	186,78	348	3,997	15	CV
	Travée	14,19	165,38	0,292	0,915	43,82	87,89	348	2,006	15	CV

Tableau VII.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre VIII

Voile périphérique

VIII. Etude du voile périphérique :**1) Introduction :**

Le voile périphérique sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 6.12 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25cm

2) Méthode de calcul :**a) Contrainte de sollicitation :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

Avec :

$$\sigma_H : \text{contrainte horizontale} \quad \sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

σ_V : contrainte verticale

$$K_a : \text{coeff de poussée des terres} \quad K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

❖ Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \quad \text{avec} \quad 0 < h < H$$

ELU:

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,577 (1,5 \times 10 + 1,35 \times 18 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 8,65 + 14,021 \cdot h.$$

$$\text{-pour : } h = 0 \rightarrow \quad \sigma_H = 8,65 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{-pour : } h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \quad \sigma_H = 51,56 \text{ KN/m}^3$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\text{-pour : } h = 0 \rightarrow \quad \sigma_H = 5,77 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{-pour : } h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \quad \sigma_H = 37,55 \text{ KN/m}^3$$

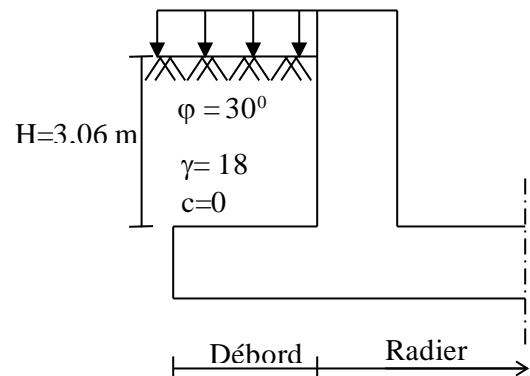
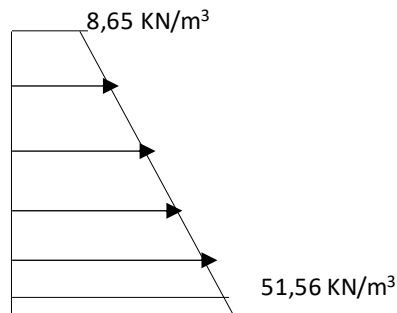
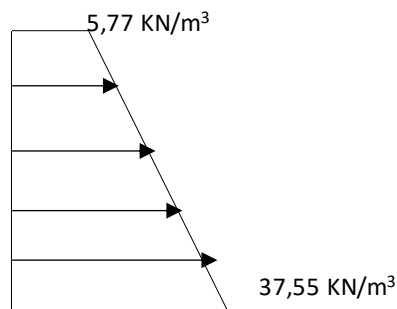


Diagramme des contraintes**Figure VIII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU.****Figure VIII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS.****c) Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 51,56 + 8,65) \times 1}{4} = 40,83 \text{ KN/m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 37,55 + 5,77) \times 1}{4} = 29,61 \text{ KN/m}$$

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

3) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, 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).

4) **Identification des panneaux :** $l_x = 3,06 \text{ m}$ $l_y = 4,75 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,75} = 0,644 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **ELU :**

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0759 \\ \mu_y = 0,356 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0759 \times 40,83 \times 3,06^2 = 29,018 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,356 \times 29,018 = 10,330 \text{ KN.m}$$

5) **Correction des moments :**

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,5 \times 29,018 = 14,509 \text{ KN.m}$$

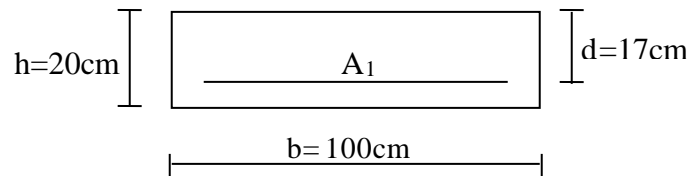
$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 29,018 = 21,764 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_{0y} = 0,5 \times 10,330 = 5,165 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 10,330 = 7,747 \text{ KN.m}$$

6) **Ferrailage :**



On a :

$$A_{\min}^x = w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left(3 - \frac{Lx}{Ly} \right) \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^y = w_0 \cdot b \cdot h$$

Avec : $w_0 = 0,0008$ pour FE400

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	Adoptée	Section	St (cm)
X - X	Appuis	14,509	0,035	0,982	2,497	1,88	4 HA 12	4,52	25
	Travée	21,764	0,052	0,973	3,781	1,88	4 HA 12	4,52	25
Y - Y	Appuis	5,165	0,013	0,993	0,879	1,60	4 HA 12	4,52	25
	Travée	7,747	0,018	0,991	1,321	1,60	4 HA 12	4,52	25

Tableau VIII.1. Ferrailage du voile périphérique

7) **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).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2 \Rightarrow A \geq 2\text{cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA 8.

8) **Vérification à l'ELS :**

$$\vartheta = 0,2 ; \rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0813 \\ \mu_y = 0,519 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0813 \times 29,61 \times 3,06^2 = 22,541 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,519 \times 22,541 = 11,699 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_x = 0.5 \times 22,541 = 11,270 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \times 22,541 = 16,906 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_y = 0.5 \times 11,699 = 5,849 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \times 11,699 = 8,770 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_b = \sigma_{st}/K$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A (cm ²)	M (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	4,52	11,270	0,266	0,918	45,98	159,77	201,63	3,475	15	CV
	Travée	4,52	16,906	0,266	0,918	45,98	200,67	201,63	4,364	15	CV
Y-Y	Appuis	4,52	5,849	0,266	0,918	45,98	82,918	201,63	1,803	15	CV
	Travée	4,52	8,770	0,266	0,918	45,98	124,33	201,63	2,704	15	CV

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

Résultats :

- ✚ L'épaisseur du voile périphérique est de 20 cm
- ✚ Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
 - **Sens X-X :**
 En travée : **4HA 12** /ml avec un espacement de **25 cm**
 Aux appuis : **4 HA 12**/ml avec un espacement de **25 cm**
 - **Sens Y-Y :**
 En travée : **4 HA 12** /ml avec un espacement de **25 cm**
 Aux appuis : **4 HA 12**/ml avec un espacement de **25 cm**

Conclusion générale

Conclusion

La première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation est notre projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, commerciale et des bureaux.

Au cours de l'étude, nous avons rencontrés des difficultés qui nous ont conduit à nous documenter des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), nous citerons par exemple le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

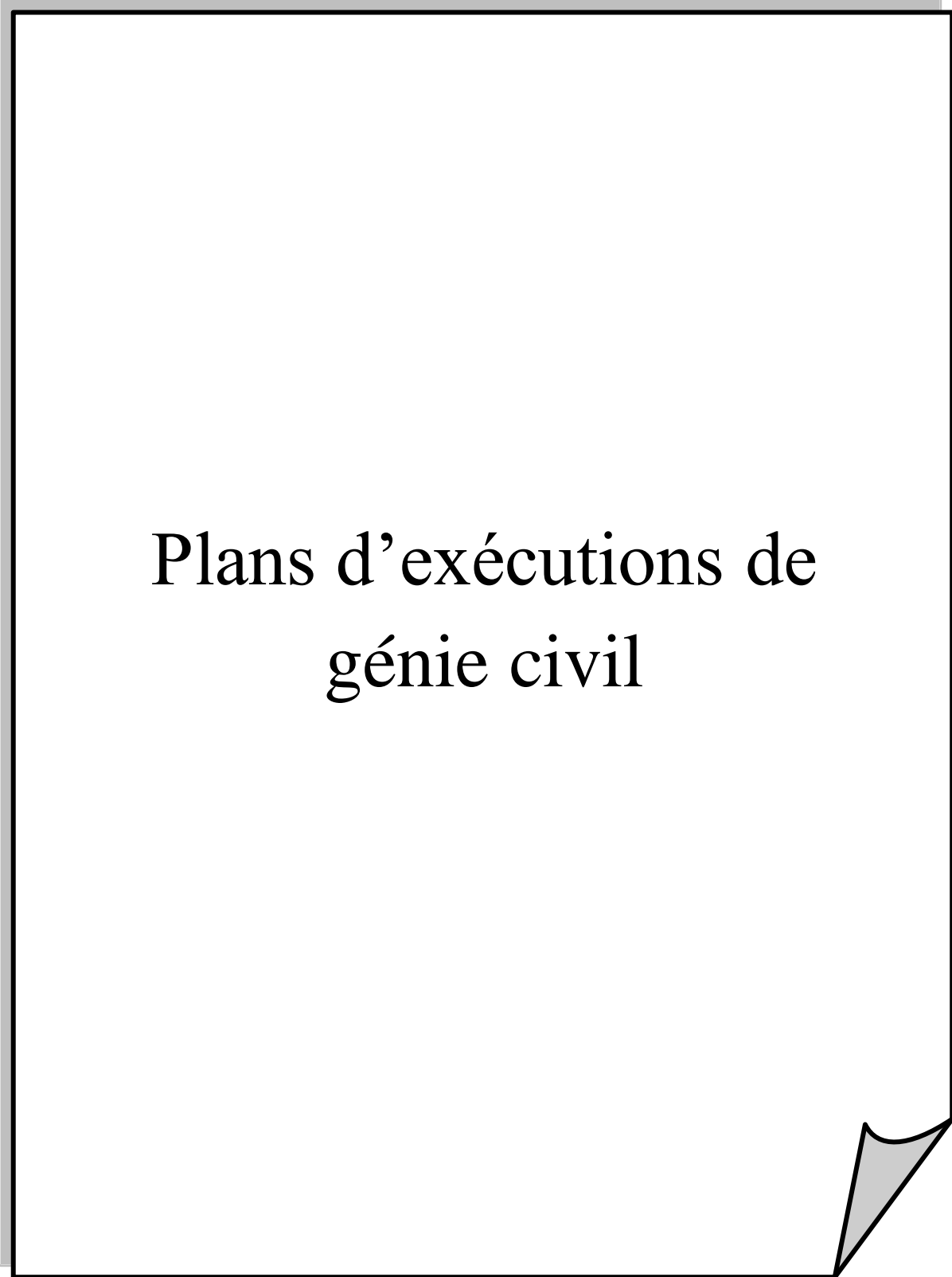
- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

Thèses :

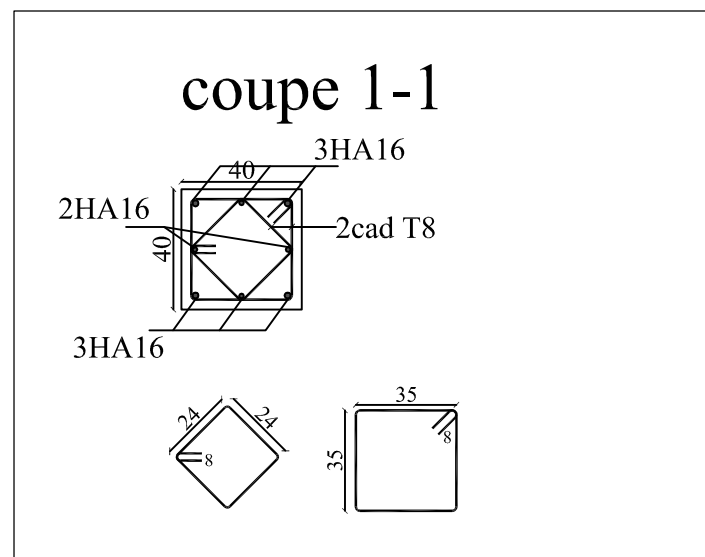
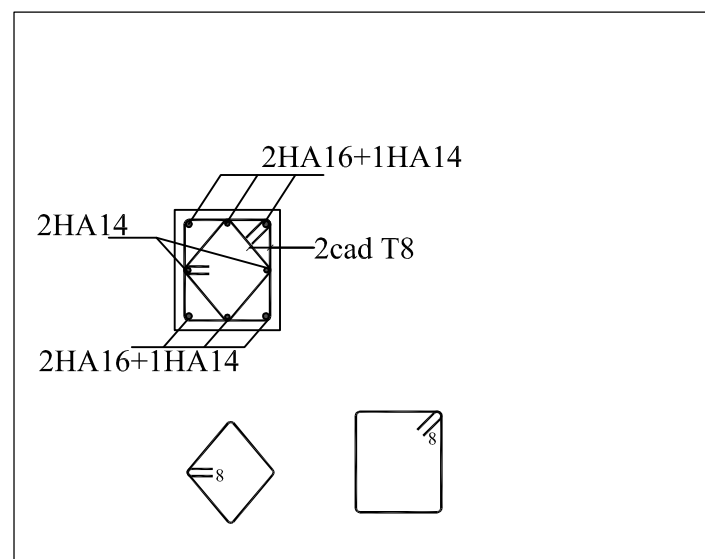
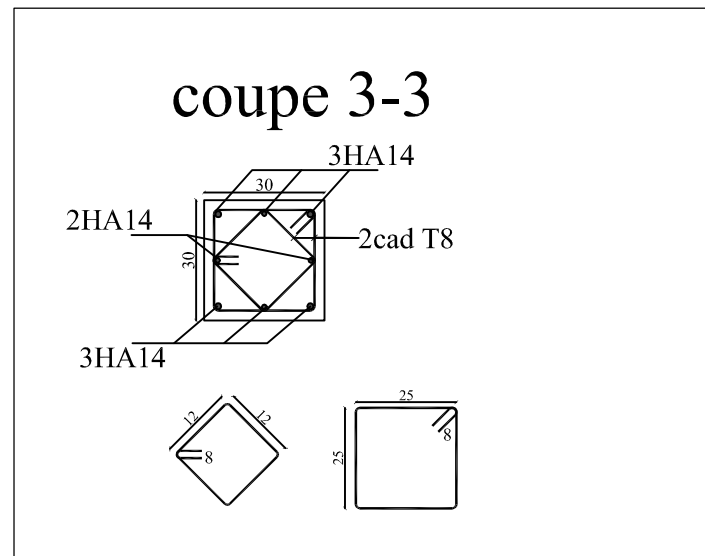
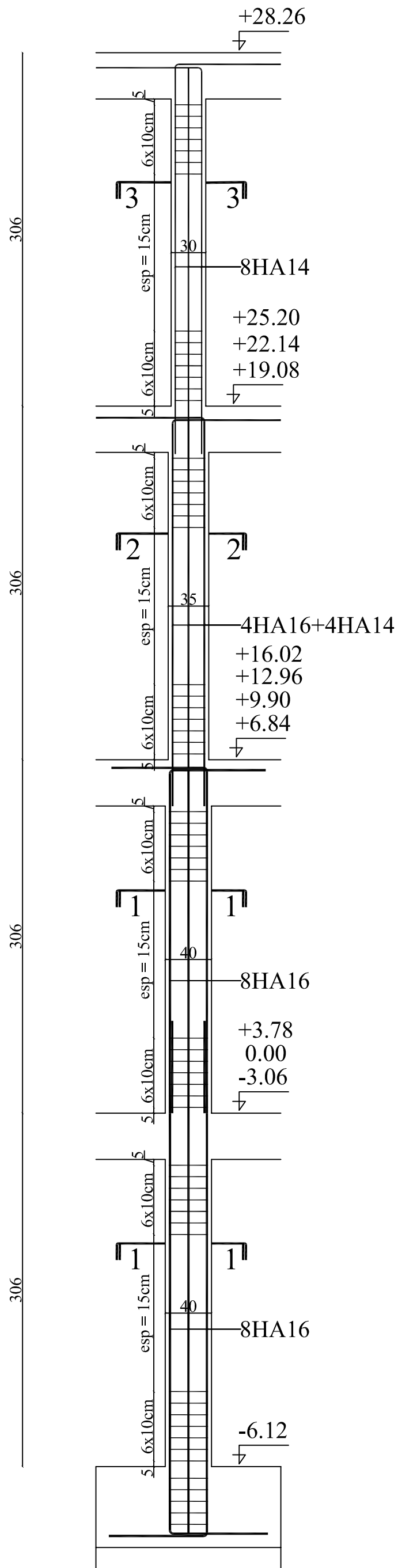
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Logiciels et programmes :

- ETABS V9.7.0 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2011 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferrailage)
- ACIER
- Office 2019 (Traitement de texte, Calcul...etc)

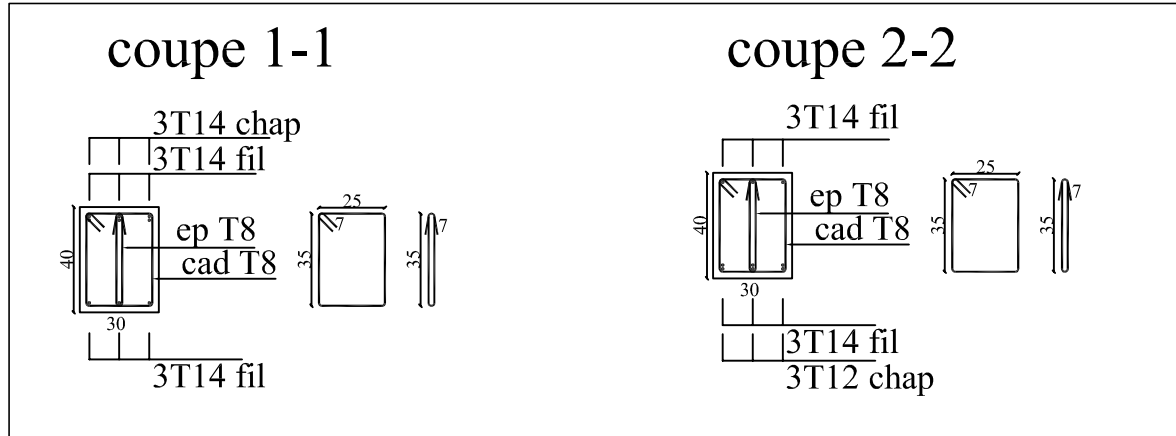
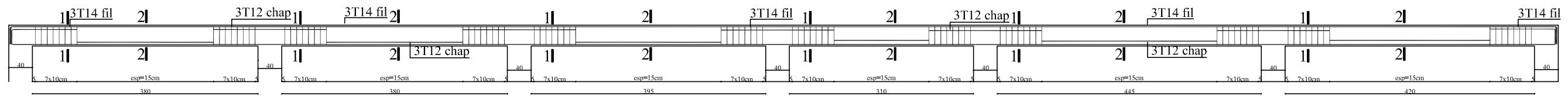


Plans d'exécutions de
génie civil

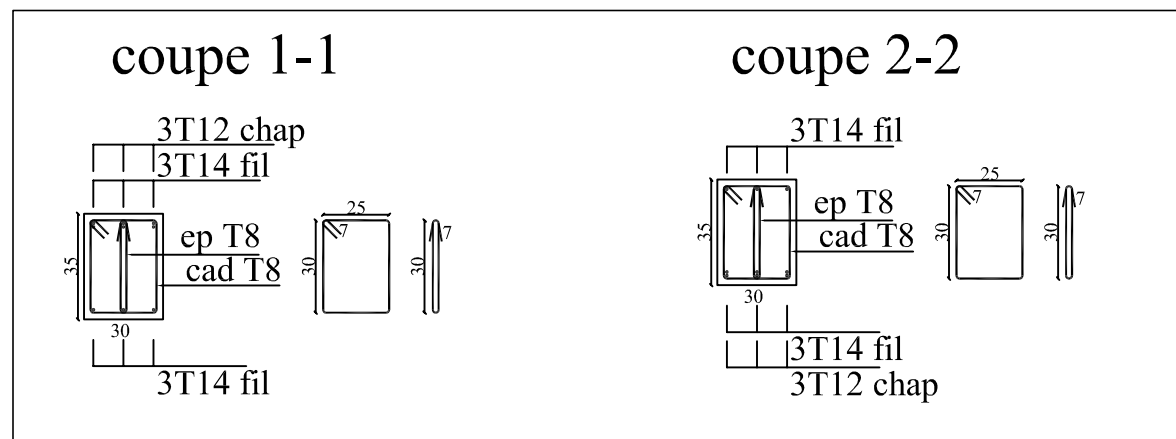
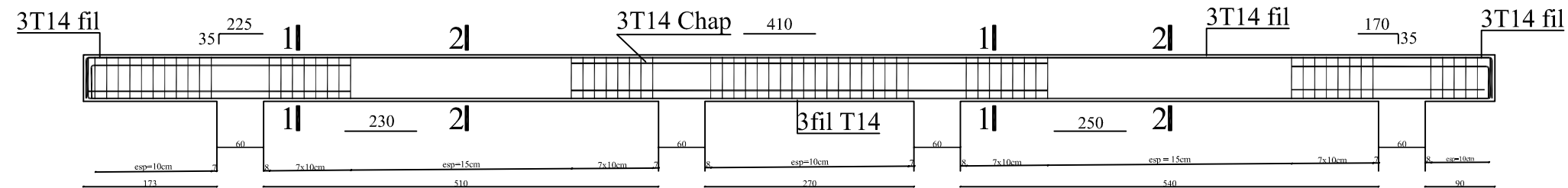


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion : 2019/ 2020

ferrailage poutres principales



ferrailage poutres secondaires



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2
SOUS-SOL

A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU

FERRAILLAGE DES POUTRES

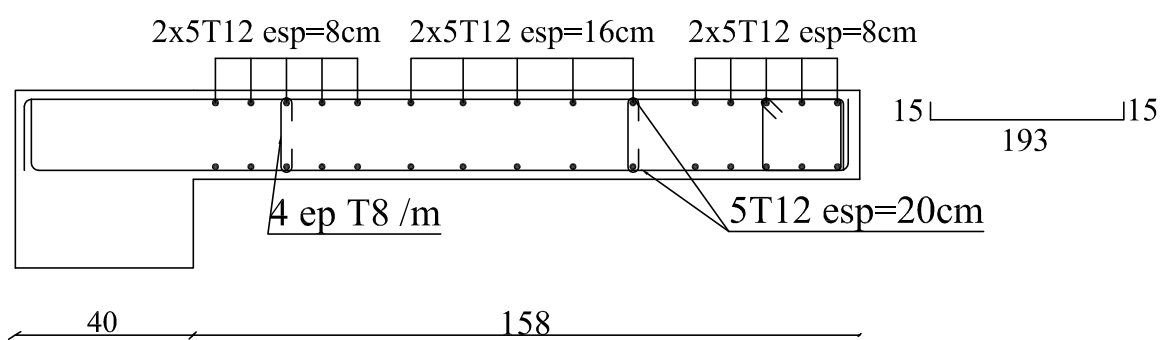
Etudié par: KADDACHE NABILA

Dirigé par: Mr: A.MANSOURI

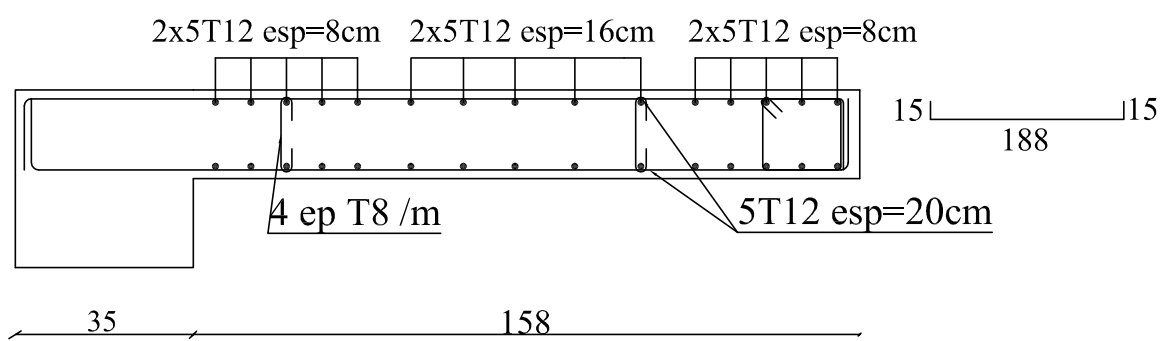
SITUATION :
SORTIE EST DE TIZI OUZOU

promotion :2019/ 2020

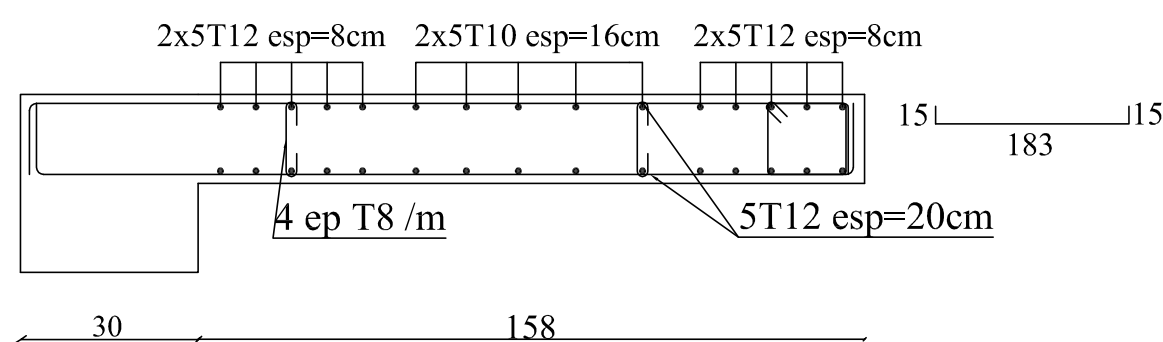
ferrailage du voile VL2=1.58m zone 1



ferrailage du voile VL2=1.58m zone 2

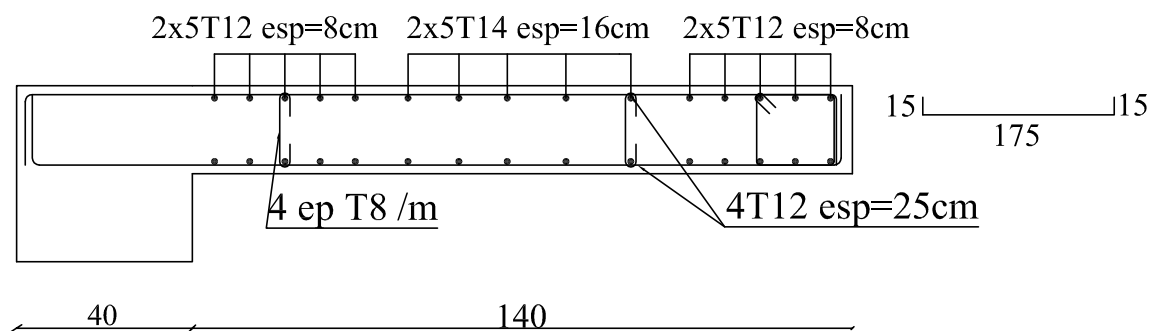


ferrailage du voile VL2=1.58m zone 3

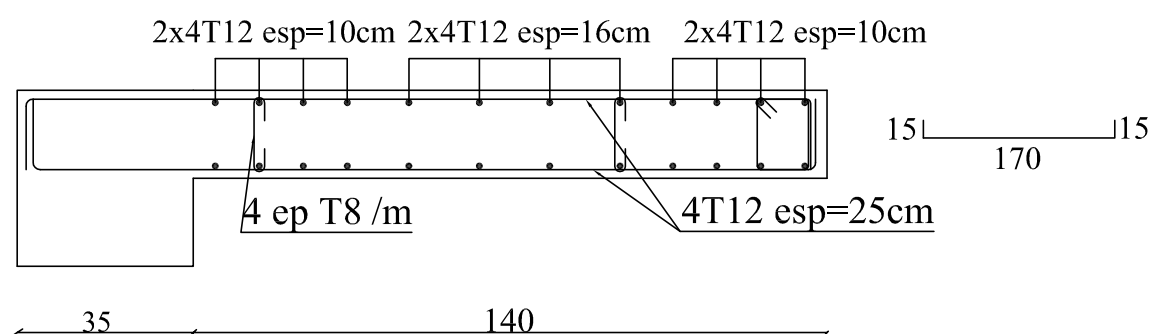


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU		
Département Génie de la Construction		
Filière Génie Civil		
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE		
<i>Mémoire de fin d'étude</i>		
PROJET : CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2		
SOUS-SOL		
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU		
FERRAILAGE DE VOILE VL2		
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI	
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU		promotion :2019/ 2020

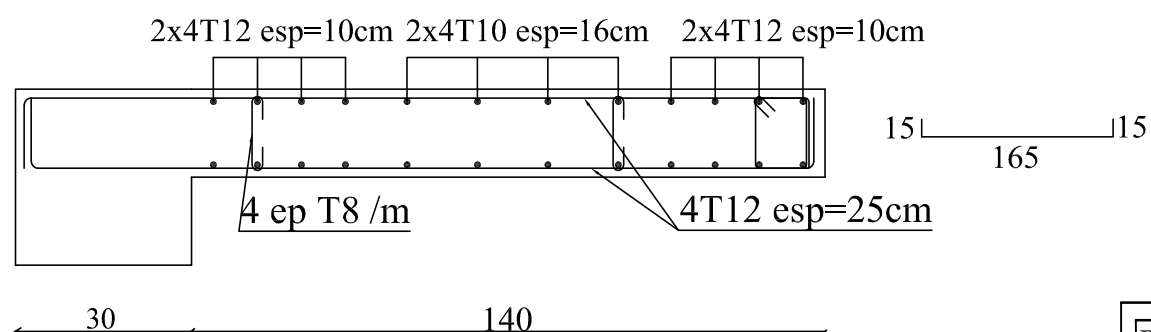
ferrailage du voile VL1=1.4m zone 1



ferrailage du voile VL1=1.4m zone 2

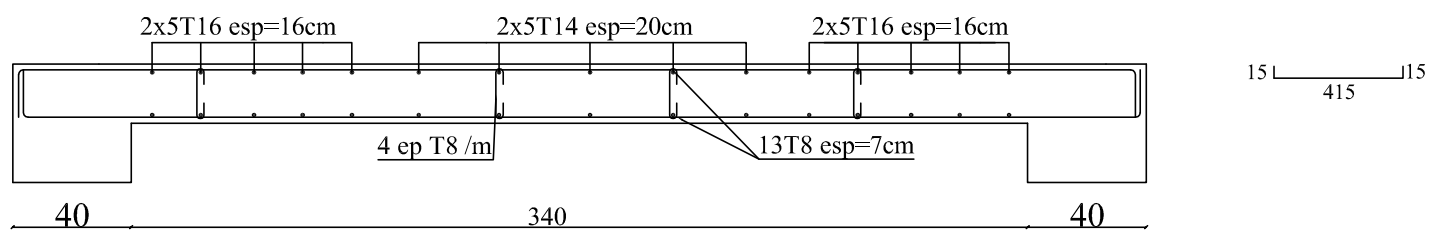


ferrailage du voile VL1=1.4m zone 3

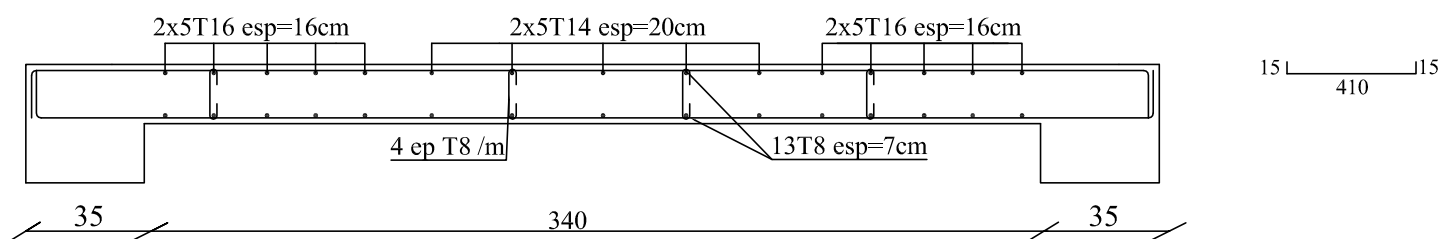


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERRI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DE VOILE VL1	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

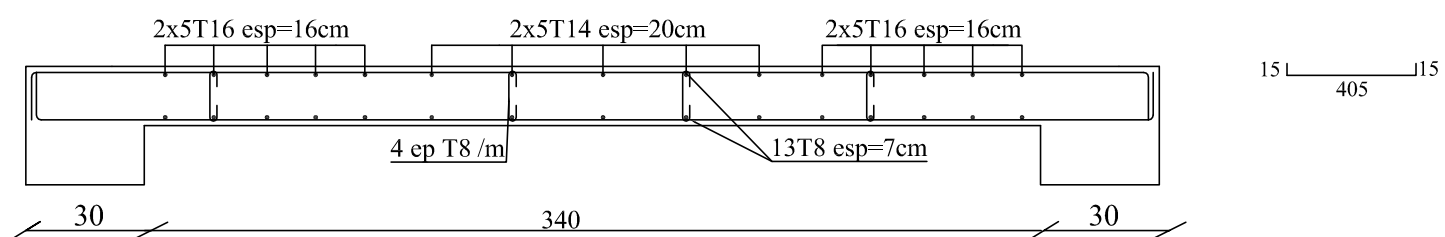
ferrailage du voile VT2=3.8m zone 1



ferrailage du voile VT2=3.8m zone 2

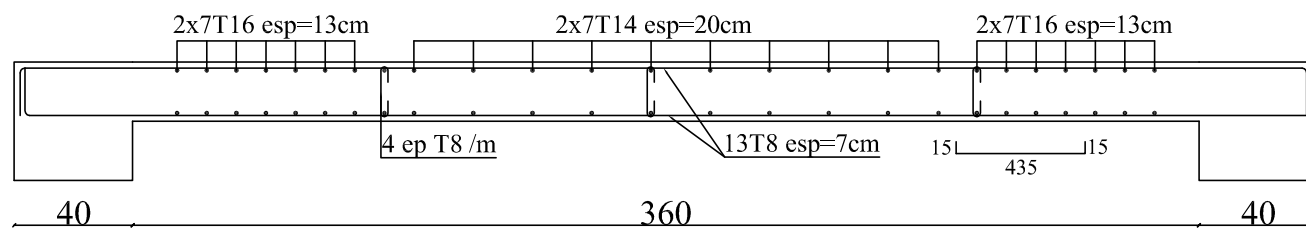


ferrailage du voile VT2=3.8m zone 3

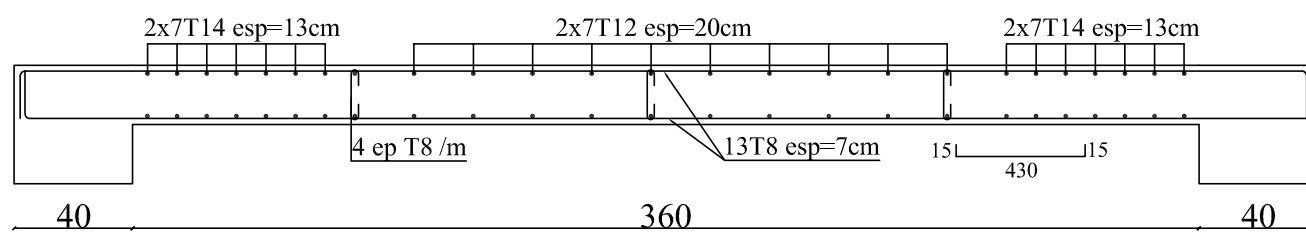


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERY TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILAGE DE VOILE VT2	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

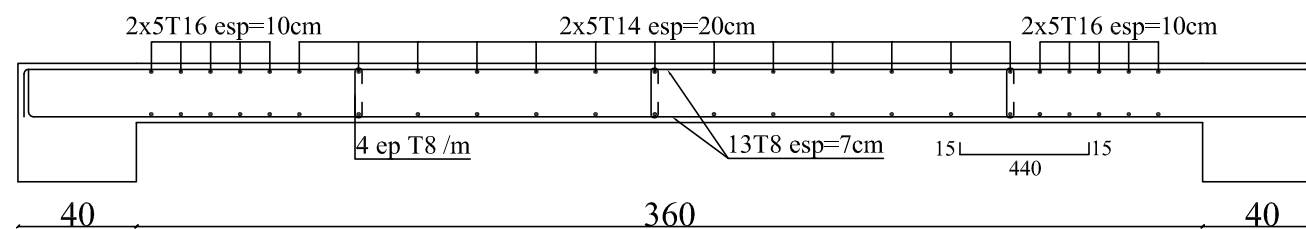
ferrailage du voile VT1=4m zone 1



ferrailage du voile VT1=4m zone 2

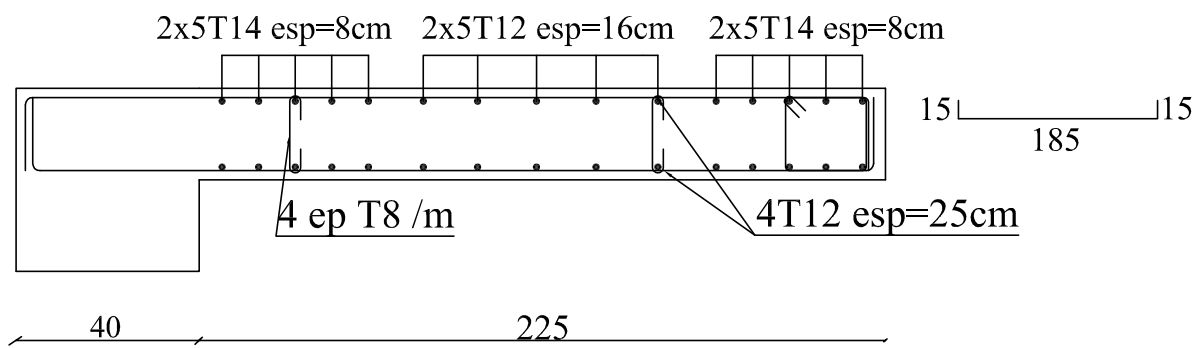


ferrailage du voile VT1=4m zone 3

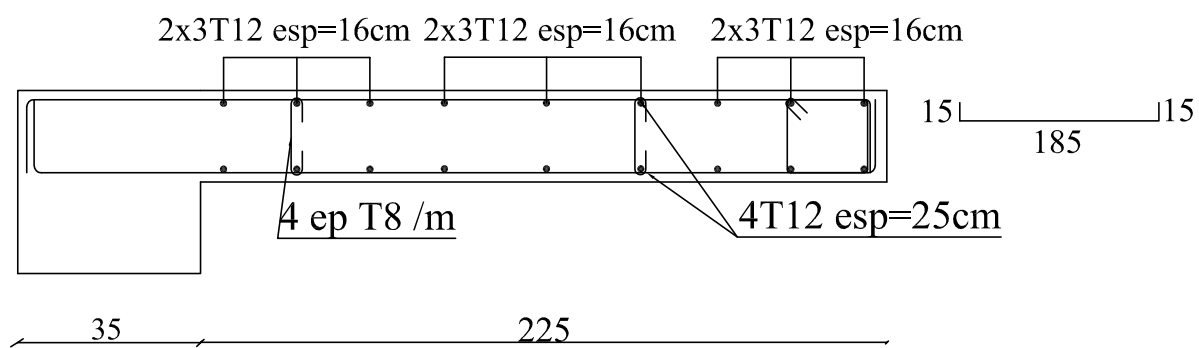


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DE VOILE VT1	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

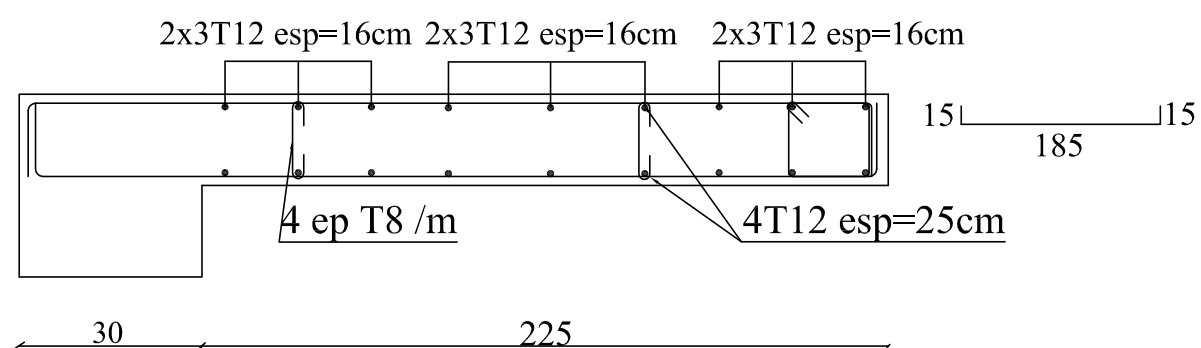
ferrailage du voile VT3=1.5m zone 1



ferrailage du voile VT3=1.5m zone 2

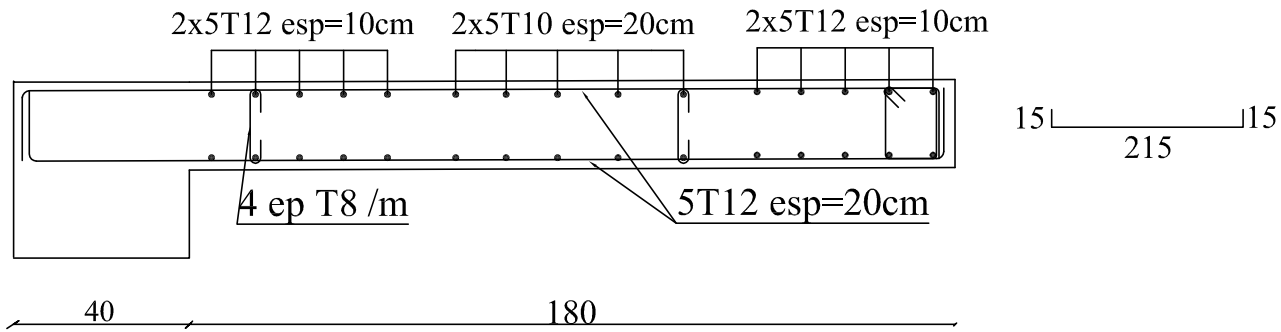


ferrailage du voile VT3=1.5m zone 3

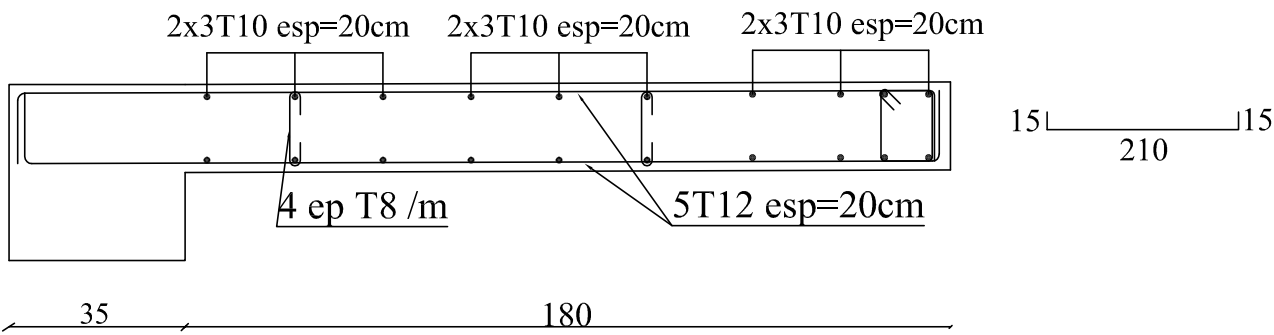


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERY TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILAGE DE VOILE VT3	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

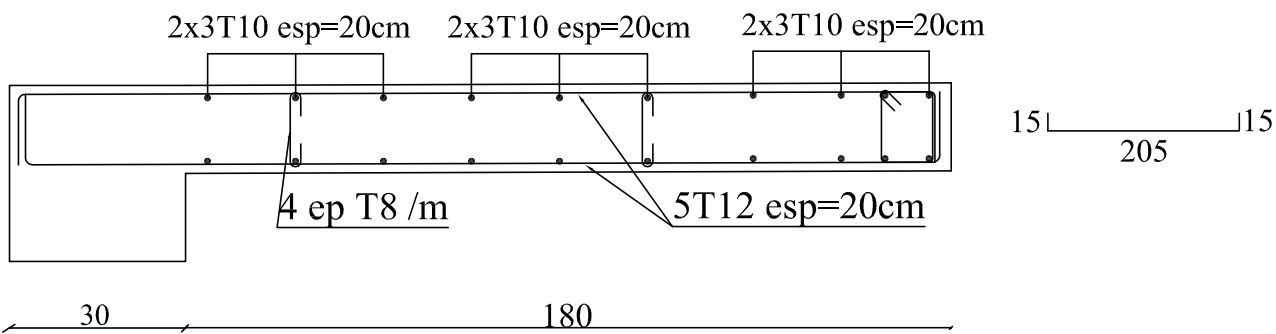
ferrailage du voile VL3=1.8m zone 1



ferrailage du voile VL3=1.8m zone 2



ferrailage du voile VL3=1.8m zone 3



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2
SOUS-SOL

A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU

FERRAILLAGE DE VOILE VL1

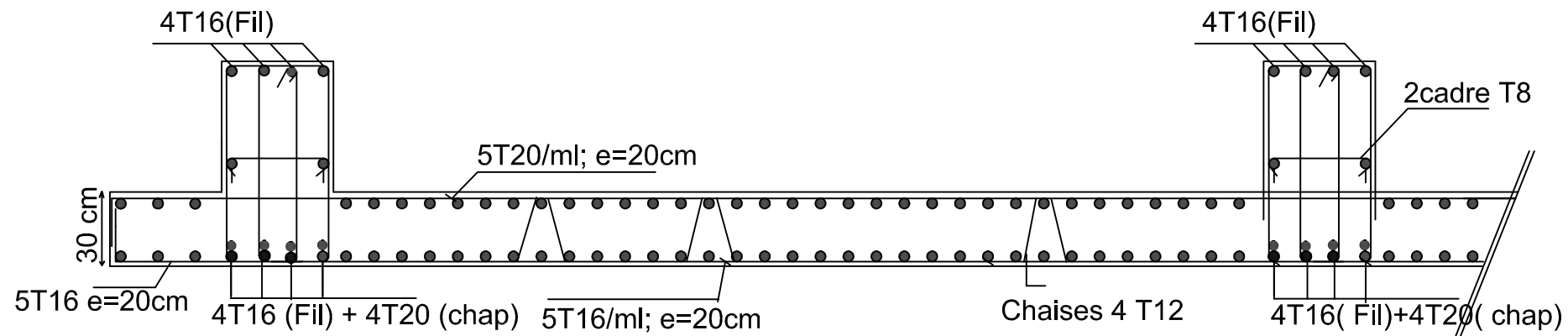
Etudié par: KADDACHE NABILA

Dirigé par: Mr: A.MANSOURI

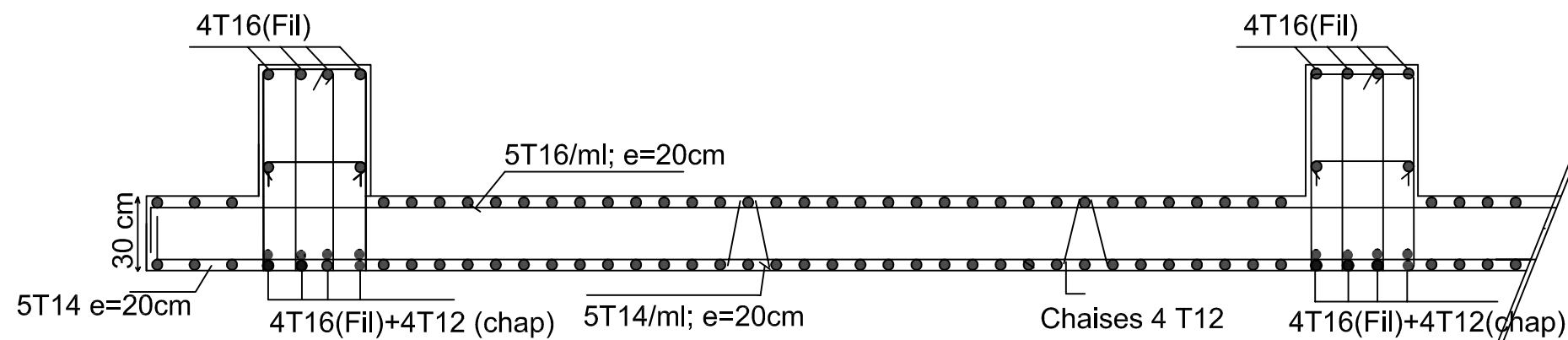
SITUATION:
SORTIE EST DE TIZI OUZOU

promotion :2019/ 2020

Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal coupe 1-1

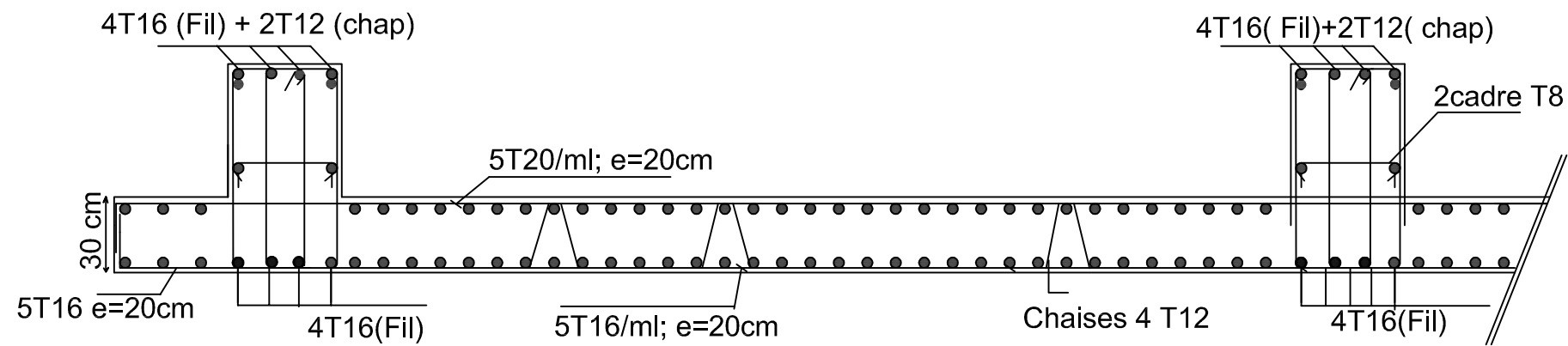


Ferrailage du radier général dans sens Transversal coupe 1-1

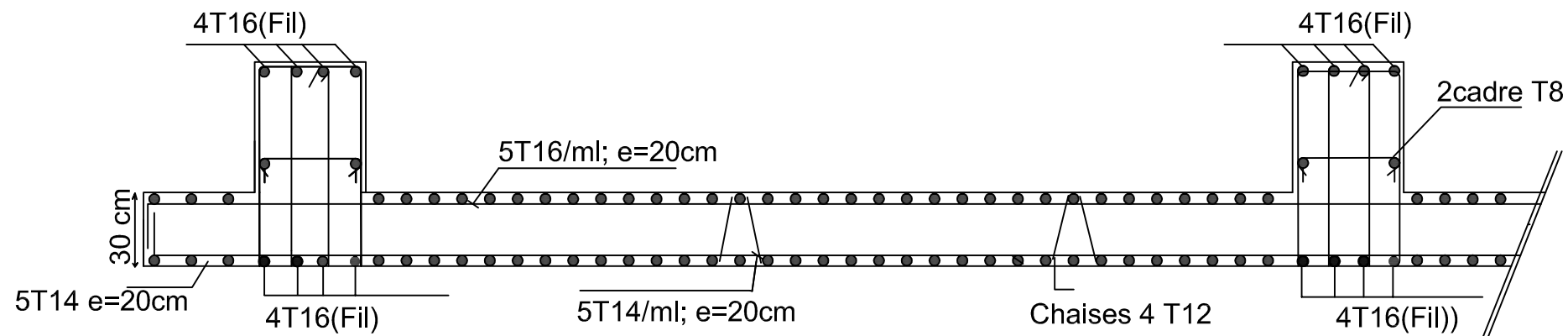


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

Ferrailage du radier général dans sens Longitudinal coupe 2-2

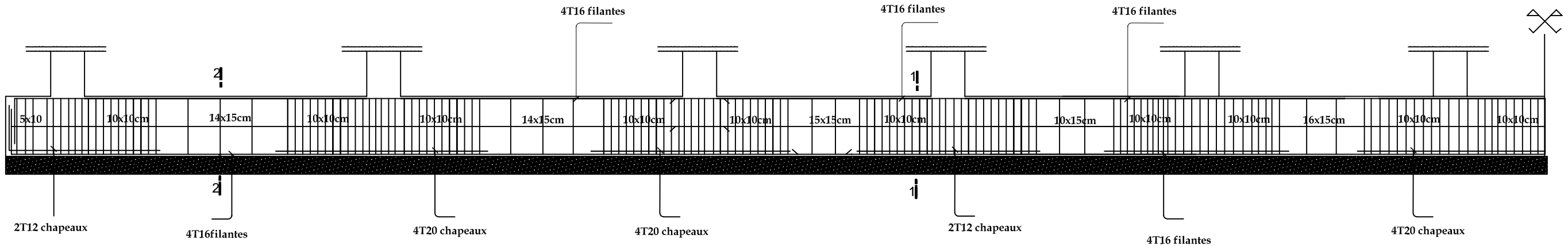


Ferrailage du radier général dans sens Transversal coupe 2-2

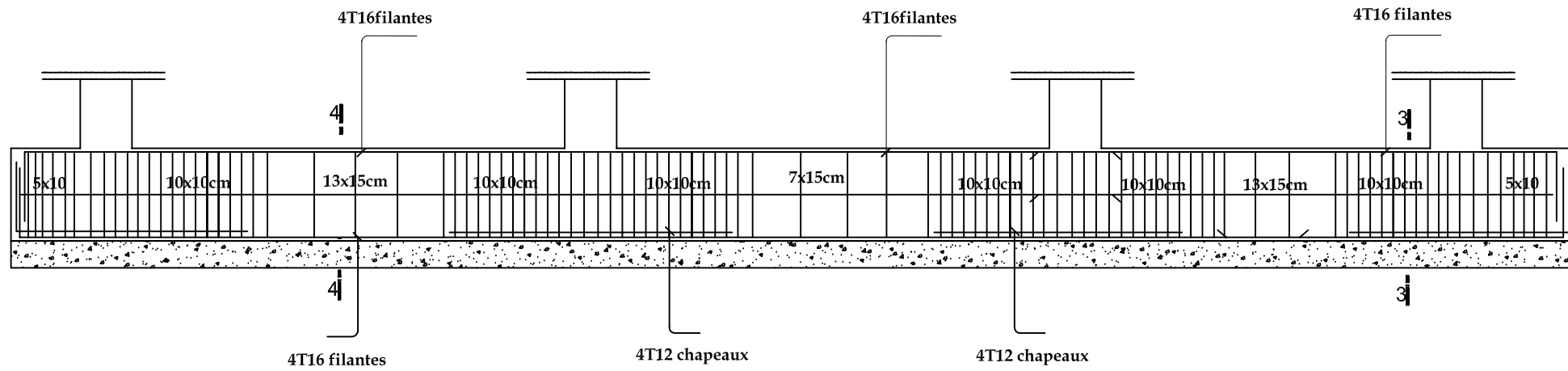


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
<u>SITUATION:</u> SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

Ferrailage de la nervure dans sens Longitudinal

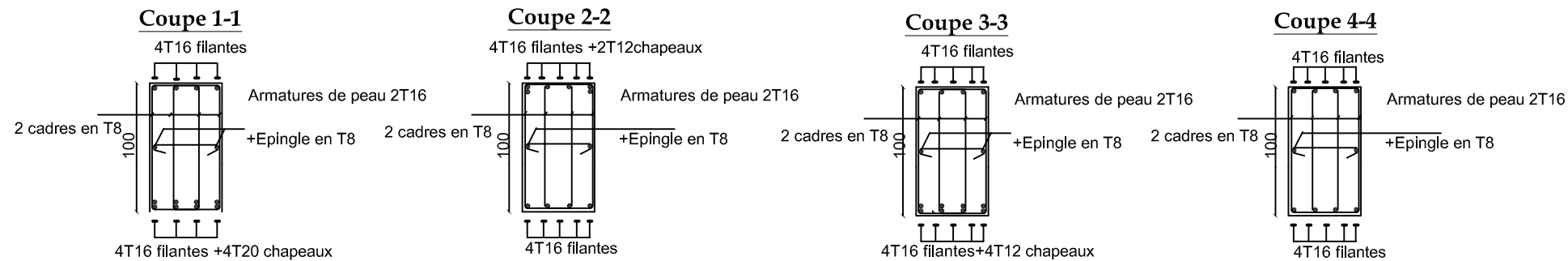


Ferrailage de la nervure dans sens Transversal



Sens longitudinal

Sens transversal



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU

FERRAILAGE DES NERVURES

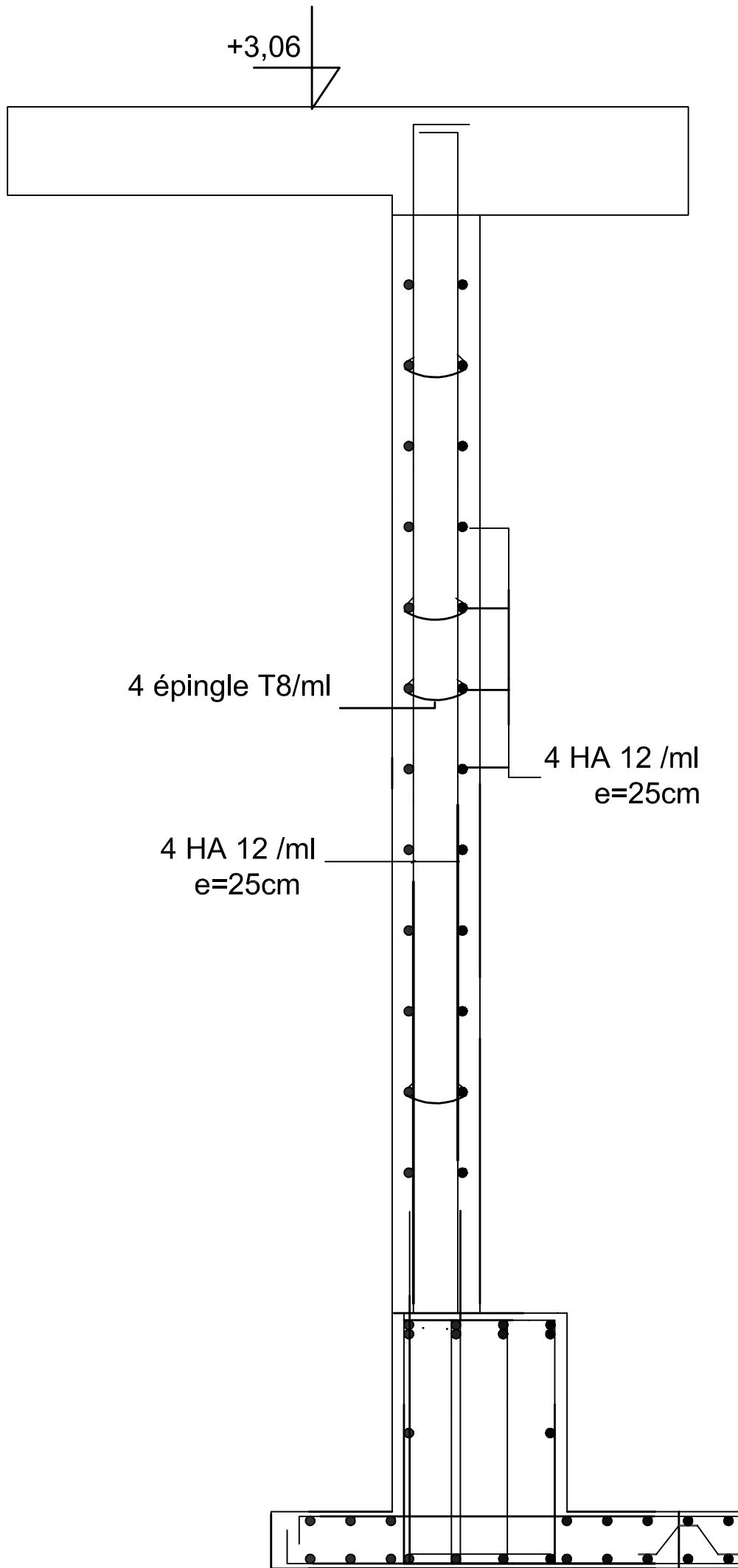
Etudié par: KADDACHE NABILA

Dirigé par: Mr: A.MANSOURI

SITUATION:

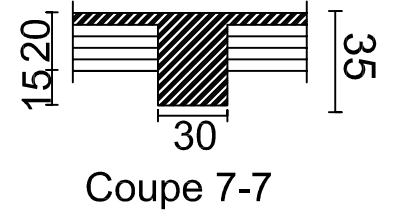
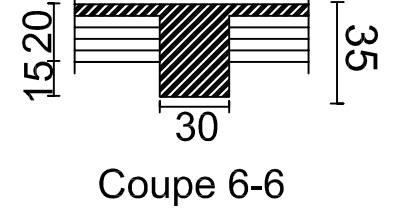
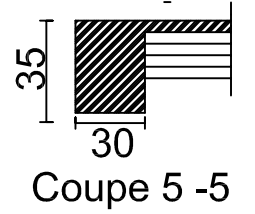
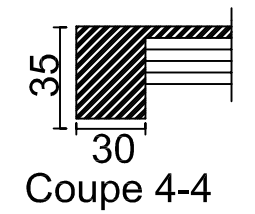
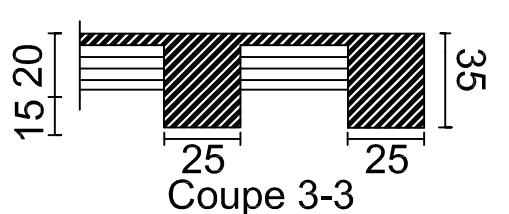
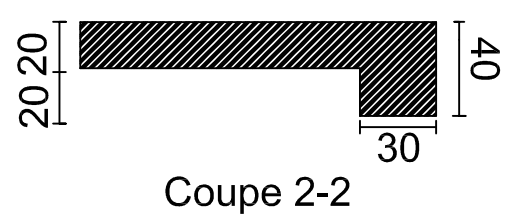
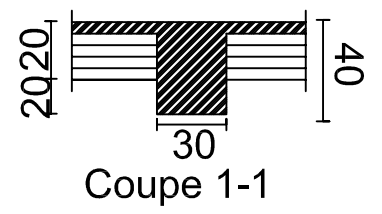
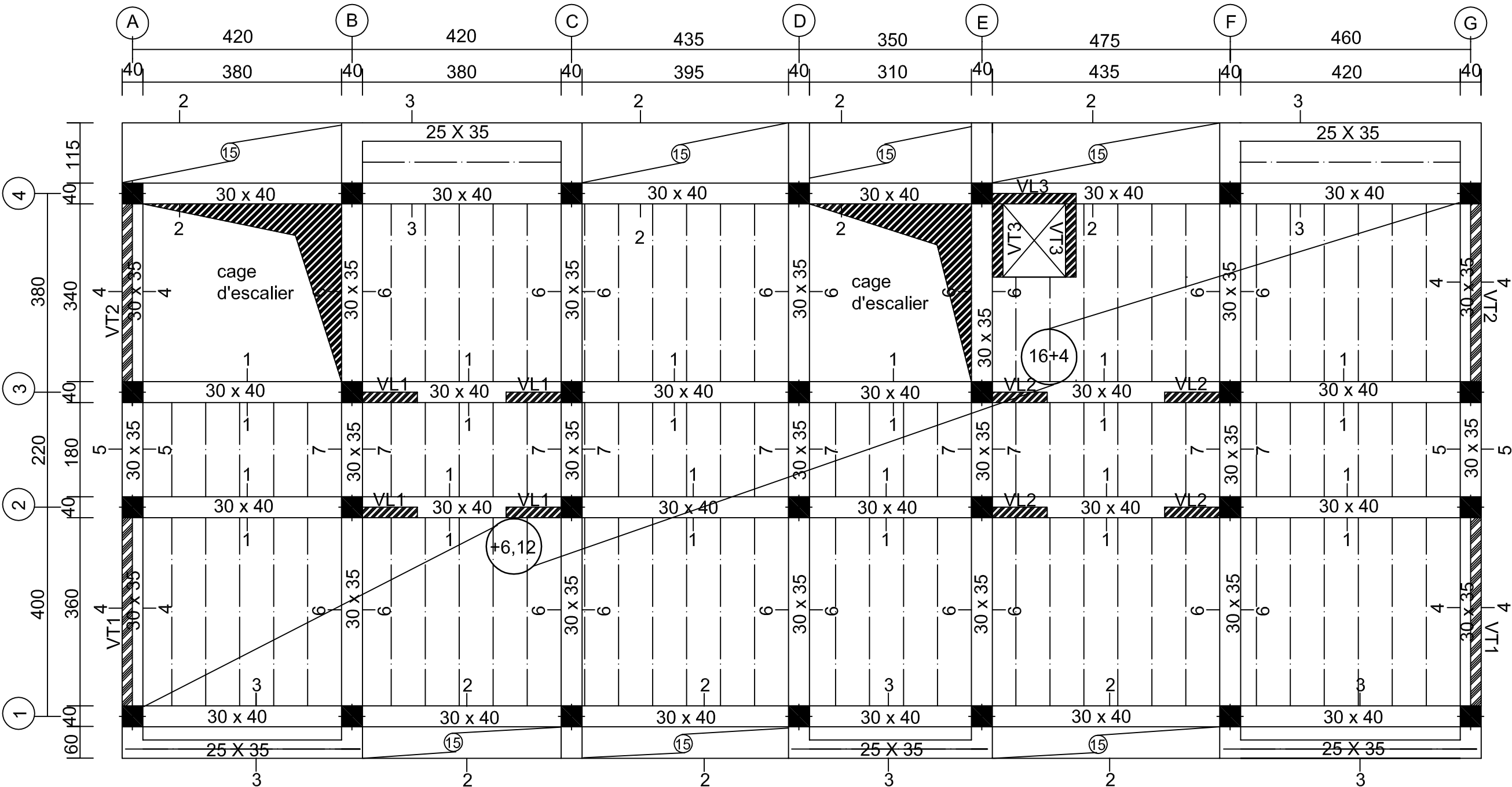
promotion :2019/ 2020

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU



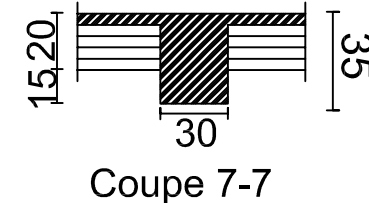
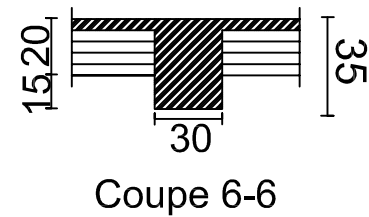
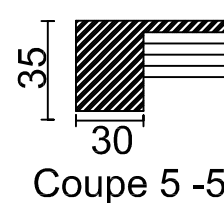
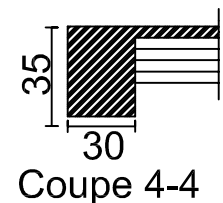
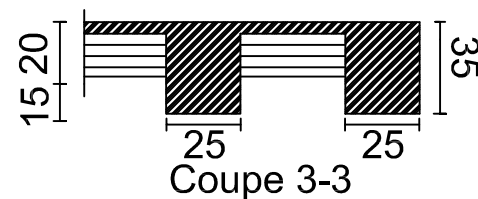
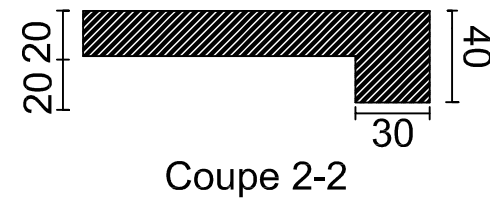
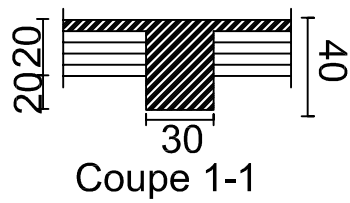
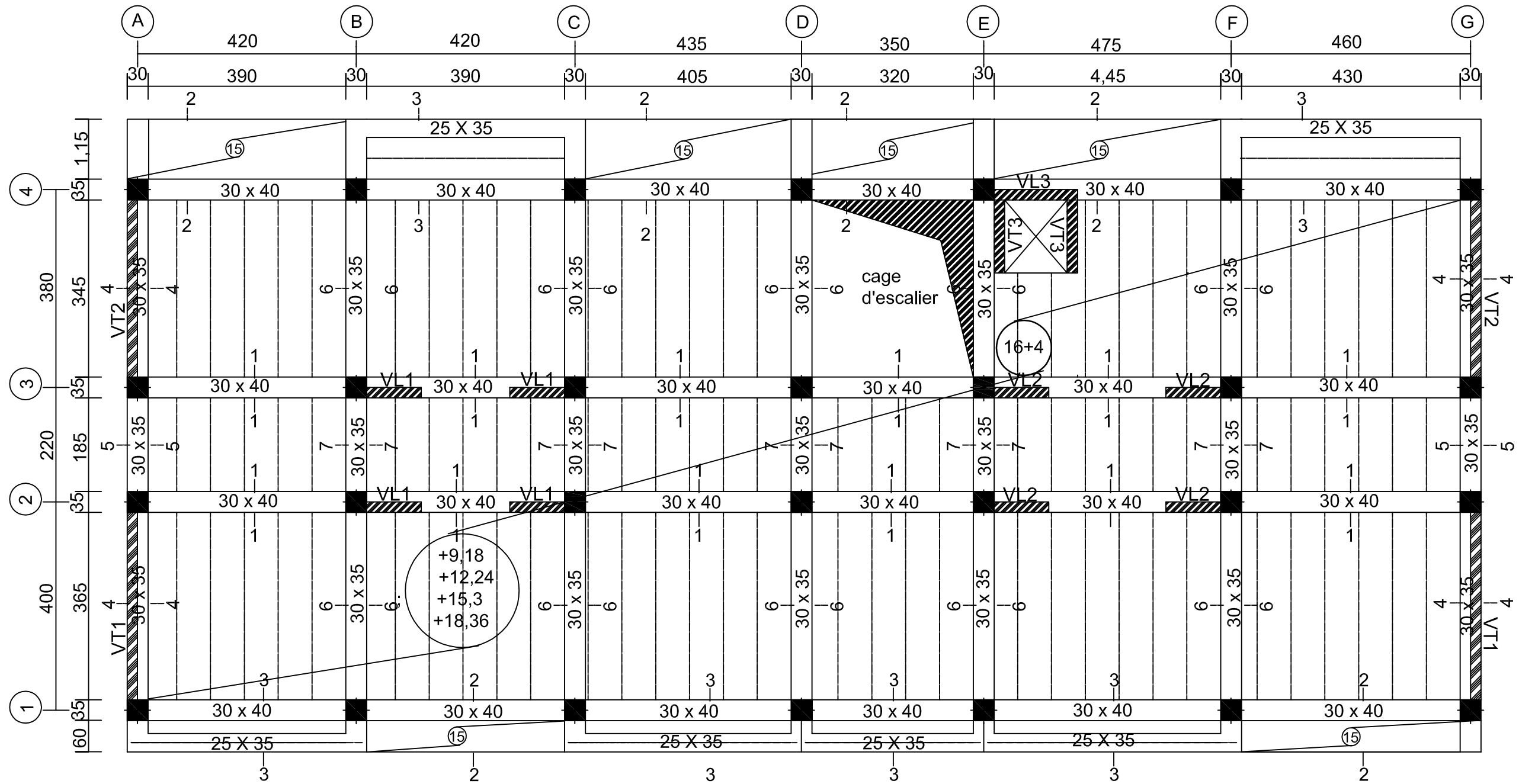
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
FERRAILLAGE DE VOILE PÉRIPHÉRIQUE	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE 1 NIV + 6,12



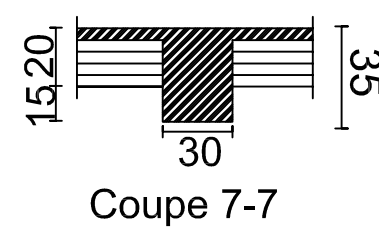
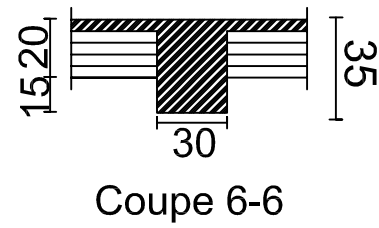
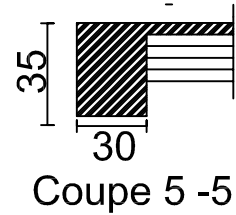
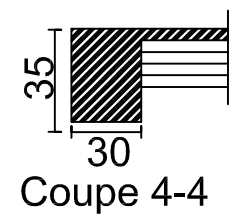
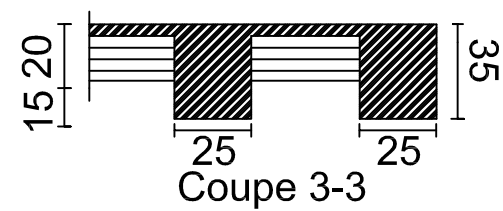
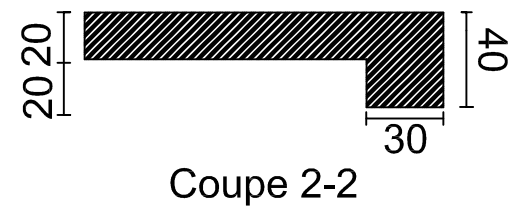
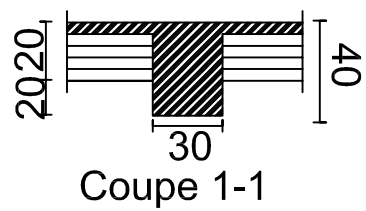
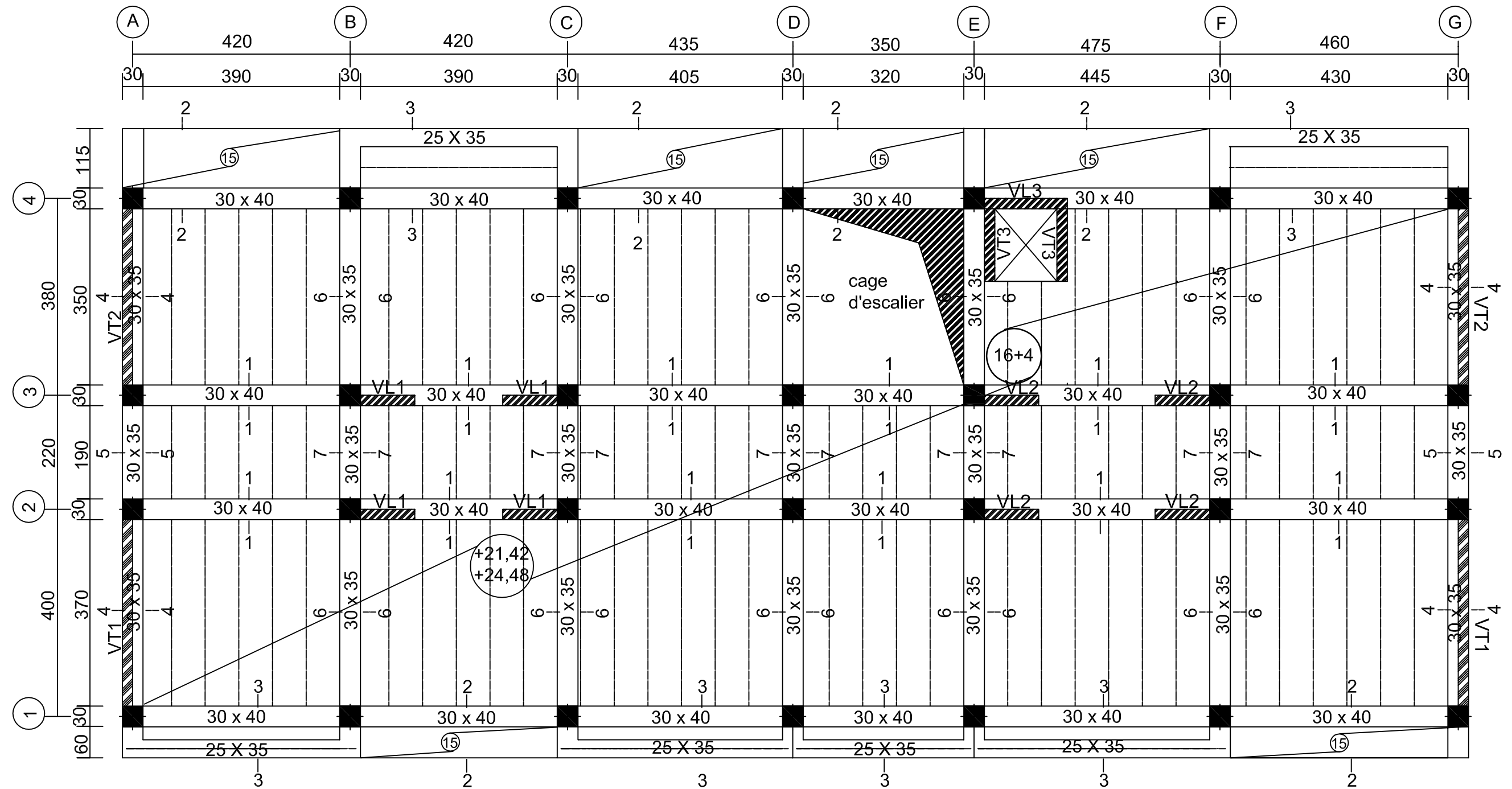
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 1	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE 2 / 3 / 4 / 5 .



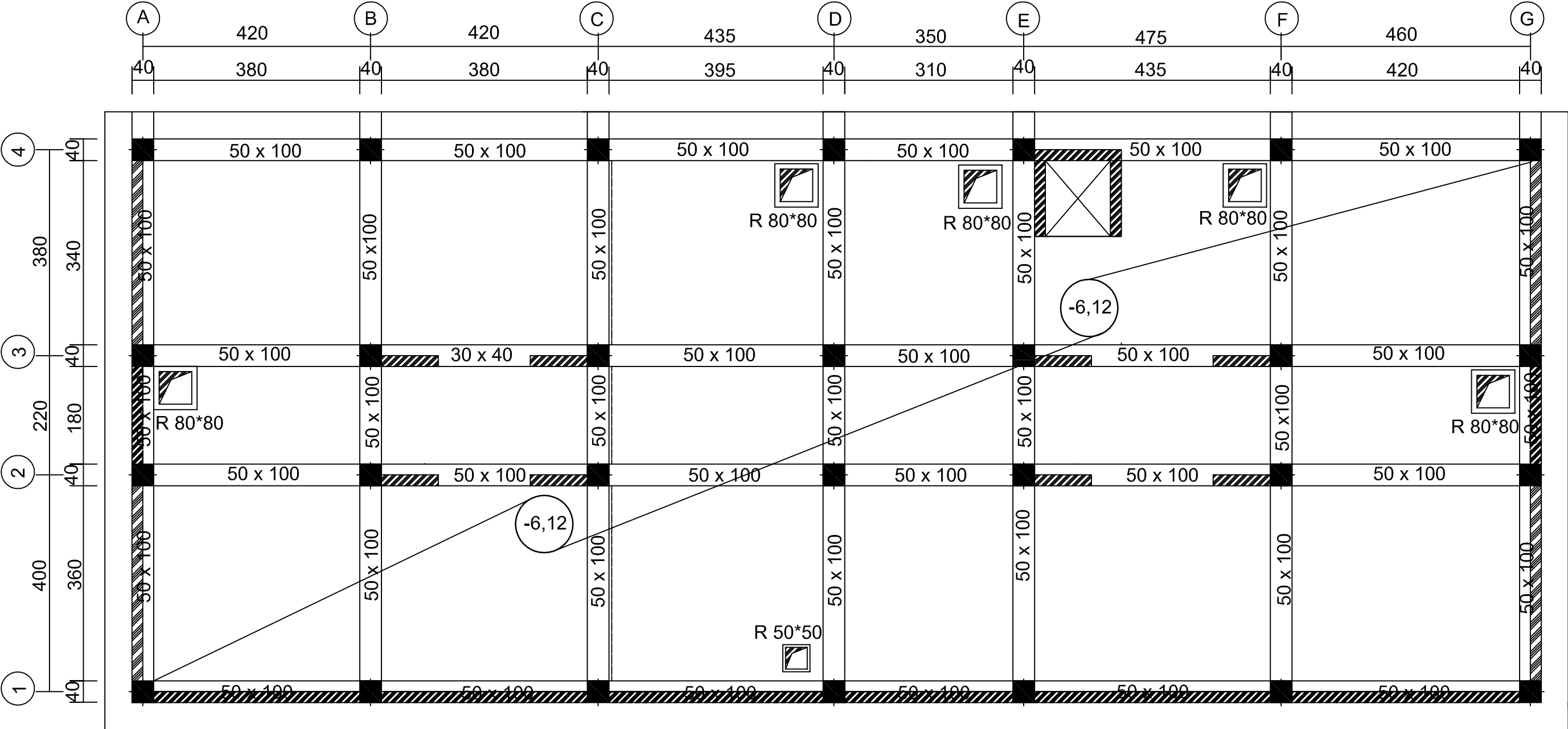
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 2/3/4/5.	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE 6 / 7.



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 6/7	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE DE RADIER



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2
 SOUS-SOL
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU

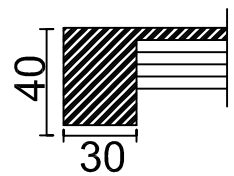
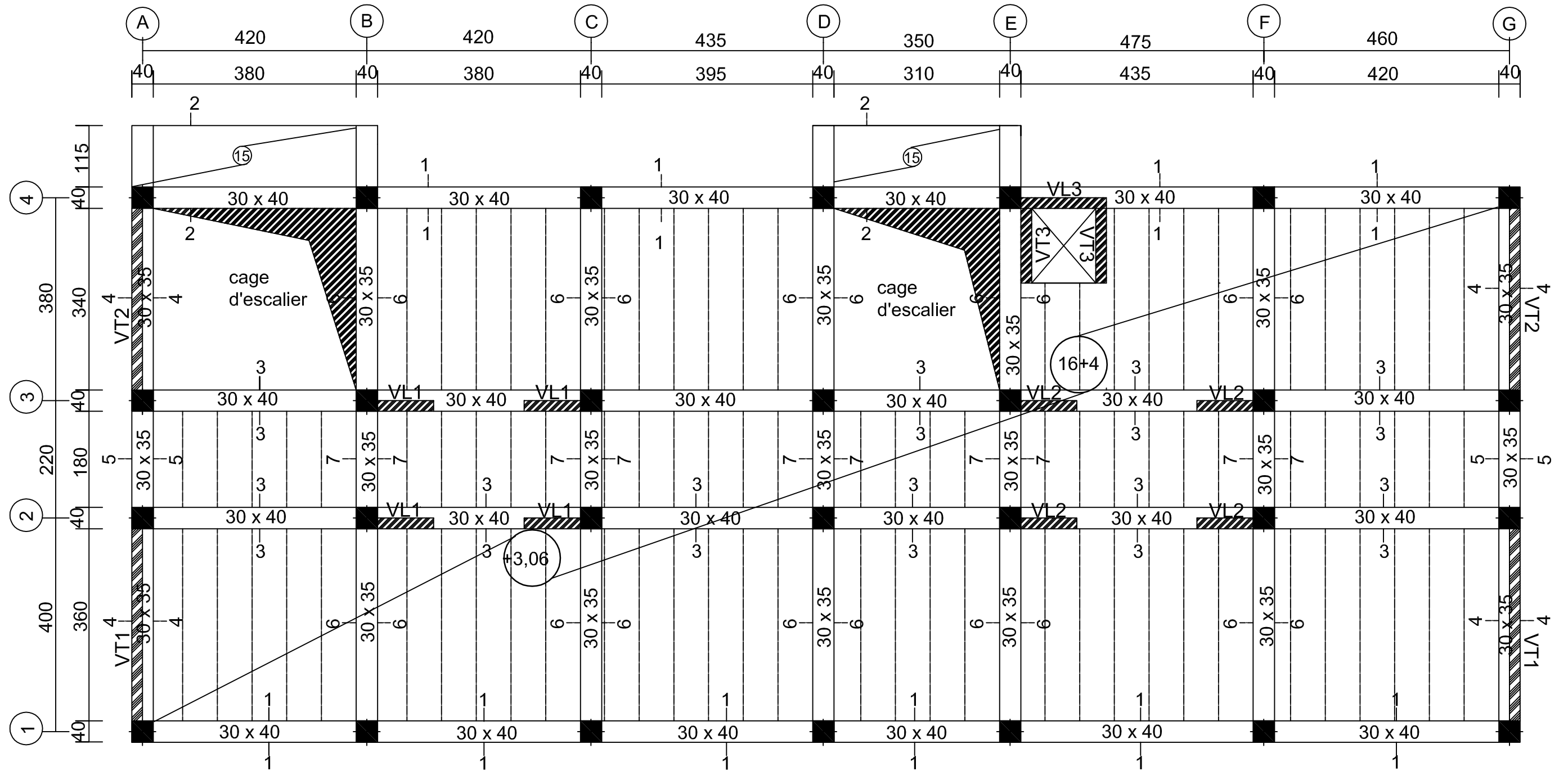
COFFRAGE RADIER

Etudié par: KADDACHE NABILA Dirigé par: Mr: A.MANSOURI

SITUATION :
 SORTIE EST DE TIZI OUZOU

promotion :2019/ 2020

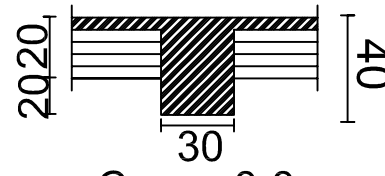
COFFRAGE PLANCHER RDC NIV + 3,06



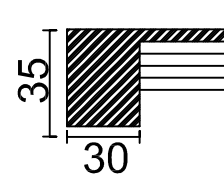
Coupe 1-1



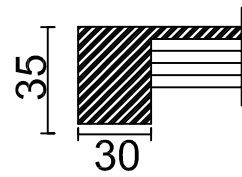
Coupe 2-2



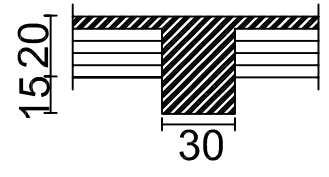
Coupe 3-3



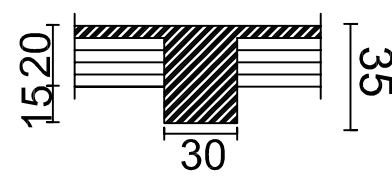
Coupe 4-4



Coupe 5-5



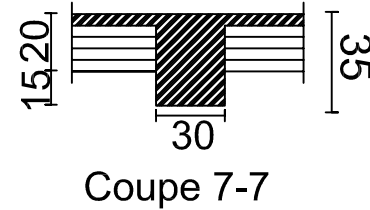
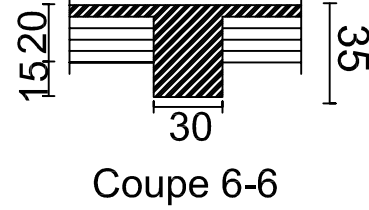
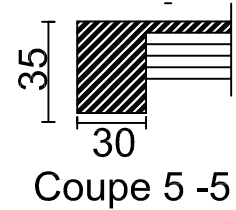
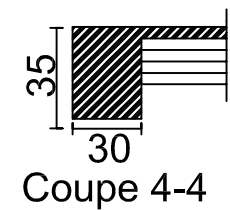
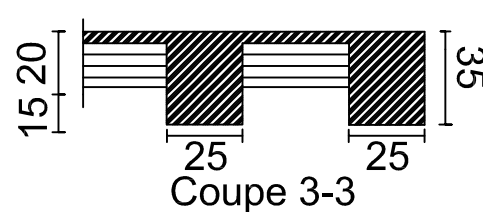
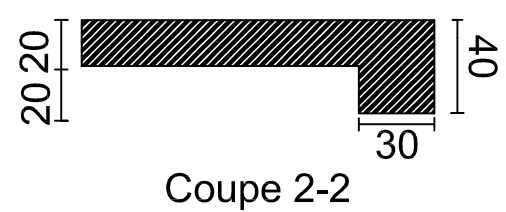
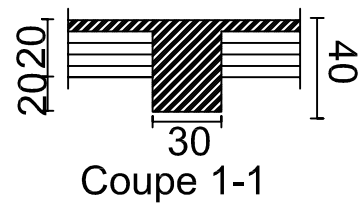
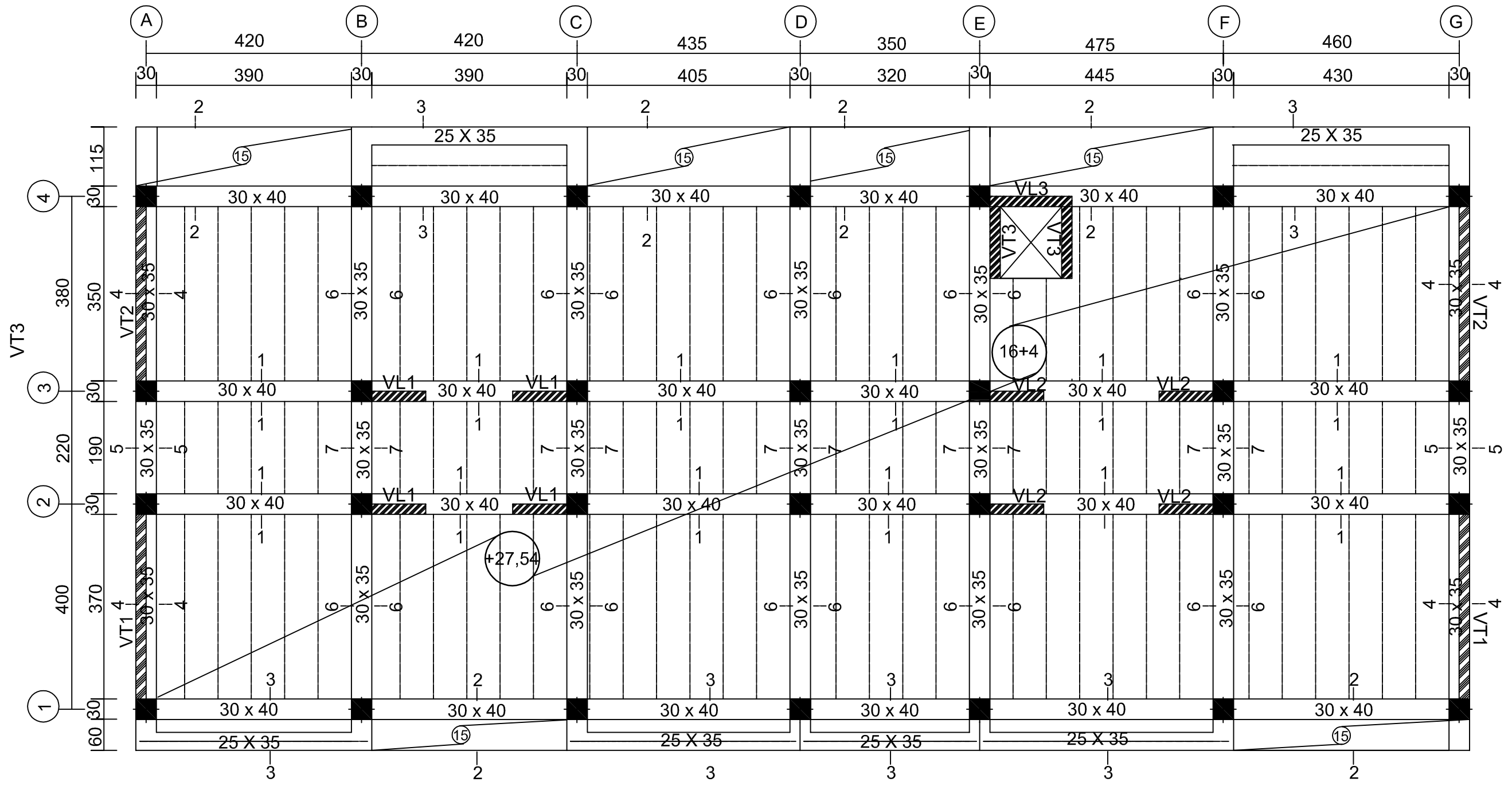
Coupe 6-6



Coupe 7-7

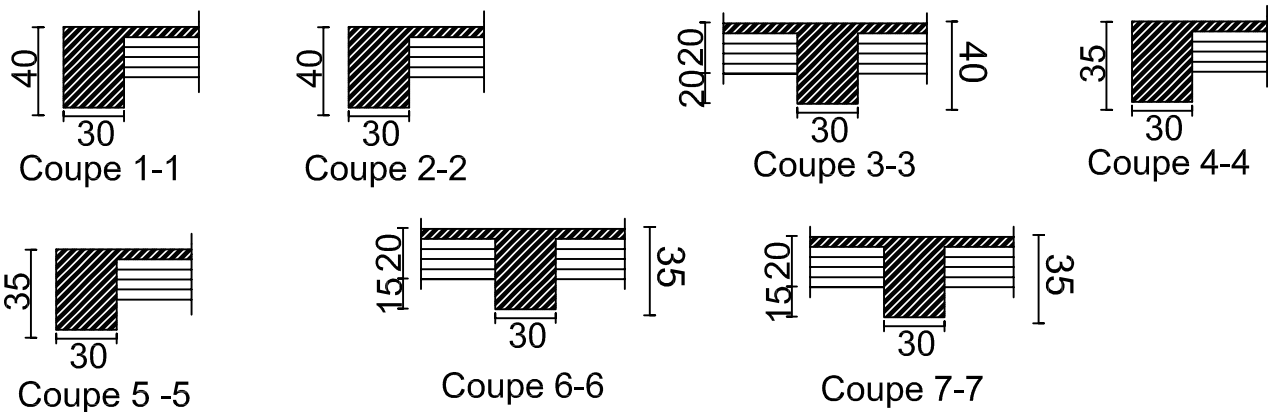
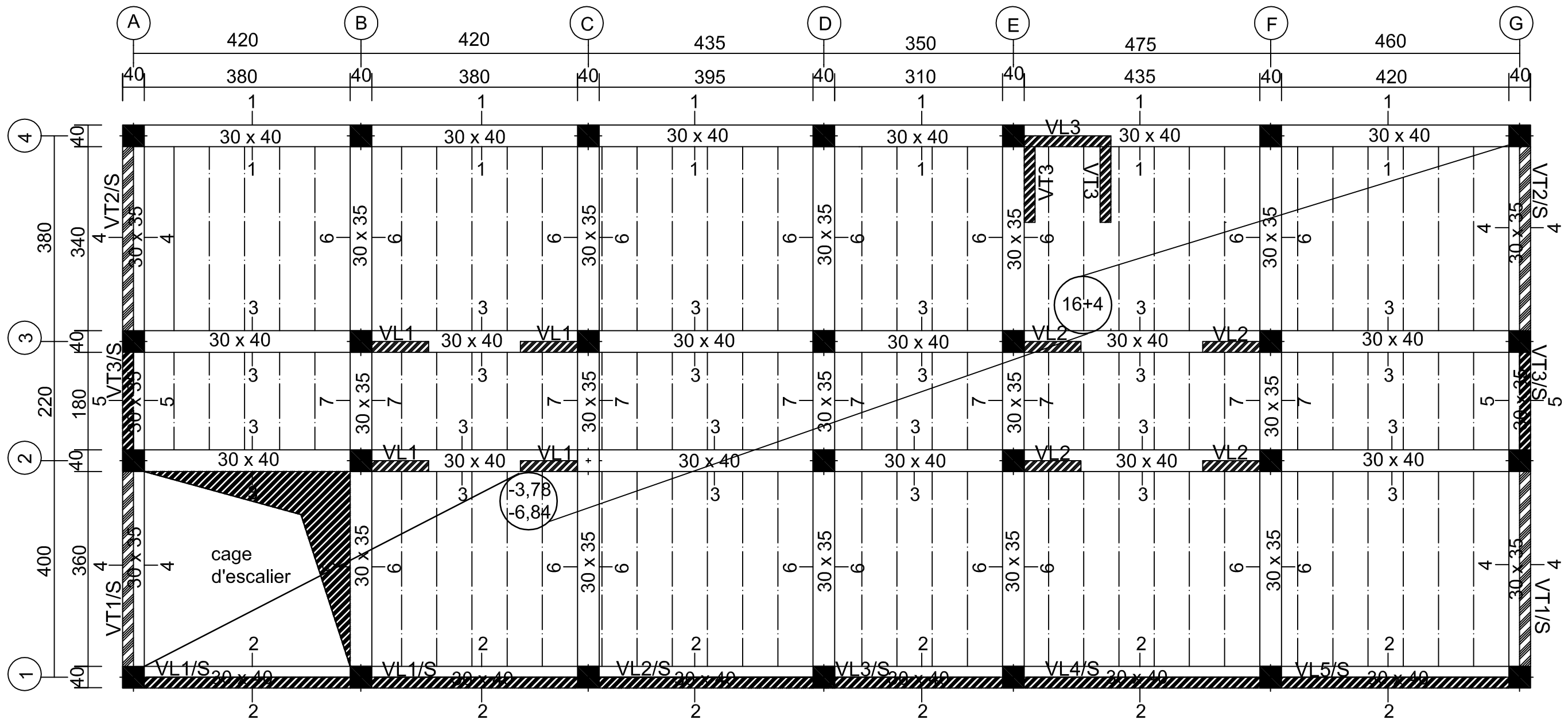
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERRI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER RDC	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE TERRASSE NIV +27,54



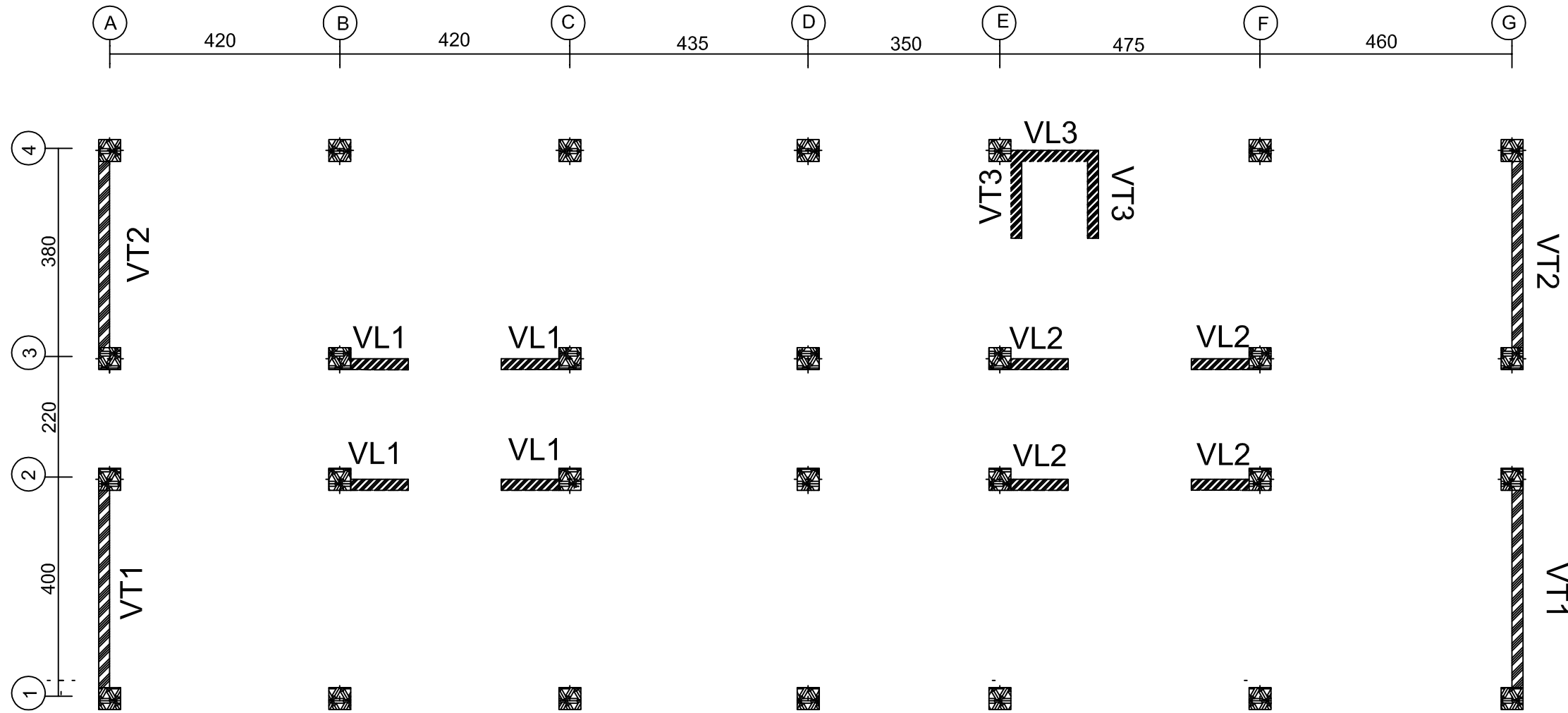
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE TERRASSE	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER SOUS-SOL 1/2 NIV -3,78;-6.84



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2	
SOUS-SOL	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
COFFRAGE PLANCHER SOUS-SOL 1/2	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

PLAN DES VOILES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERY TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 + 2 SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL ET BUREAU	
PLAN DES VOILES	
Etudié par: KADDACHE NABILA	Dirigé par: Mr: A.MANSOURI
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020