

*République Algérienne Démocratique et Populaire.
Ministère de L'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique.
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
Faculté De Génie De La Construction
Département Génie Civil*



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master 2 en Génie Civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

Thème

*Etude d'un bâtiment R+7+2 S-SOL à usage commercial
et habitation*

Etudié par :

M^{elle} : ALIOUAT Samia

M^{me} : DRIF Wassila

Membre de jury :

M^{me} : BOUZELHA

M^{me} : BAIDI

Dirigé par :

M^f : ILLOULI Said

Promotion 2016/2017

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions le bon dieu de nous donner le courage et la force de mener à terme notre travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur « Mr ILLOULI Said » Pour ces orientations et conseils.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel du département de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

dédicace

Je dédie ce modeste travail à

Mes très chers parents

Ma grande mère

Ma belle famille

Mon mari **SEDIKKI** Ahcene qui m'a vraiment
soutenu
Durant tout mon cursus d'étude, et pour mon petit
ange **Massine**

Mes chers frères et sœurs

A

Ma binôme Samia et sa famille

Tous mes amis et amies

Wassila

dédicace

Je dédie ce modeste travail

Avant tout à mes très chers parent qui m'ont
soutenu et encouragé durant toute ma vie ;

A toute ma famille sans exception ;

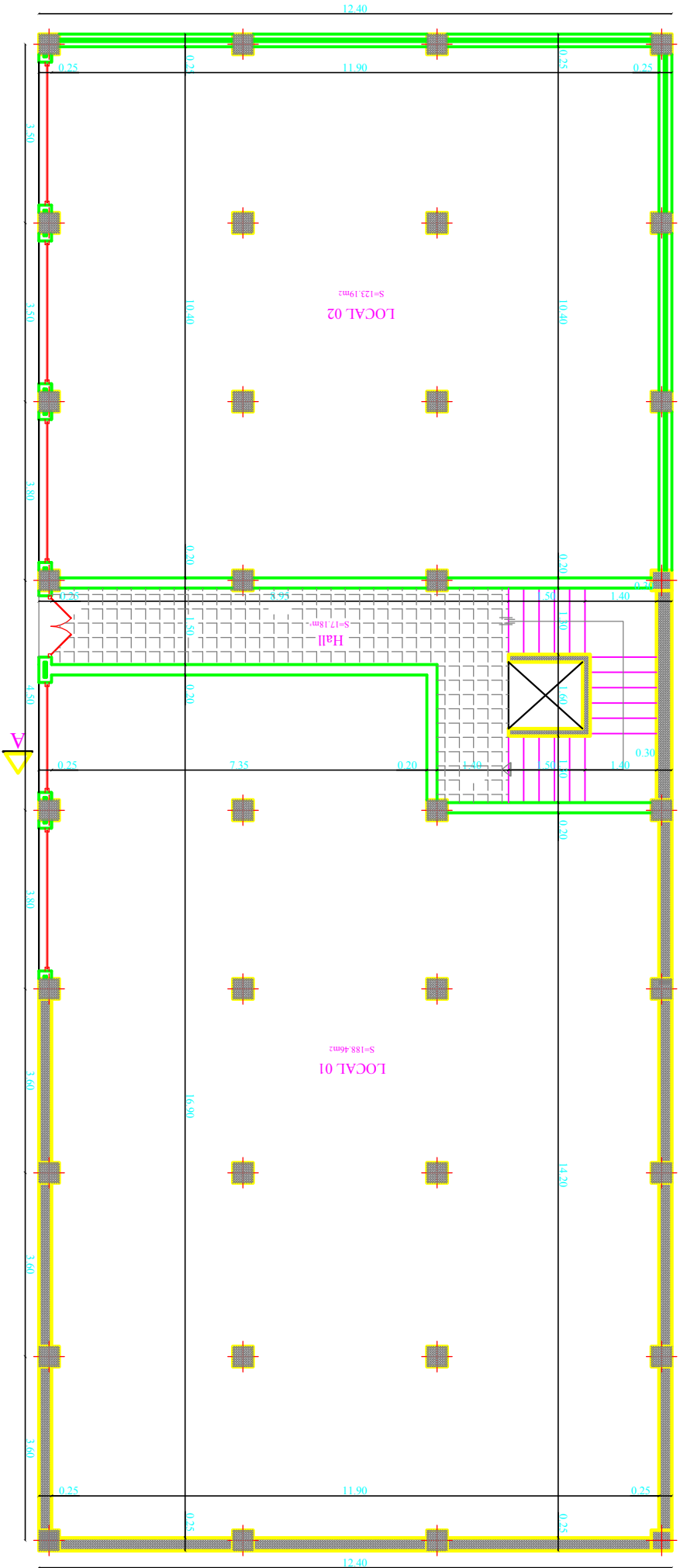
A ma binôme Wassila et sa famille ;

A tous mes camarades de la promotion

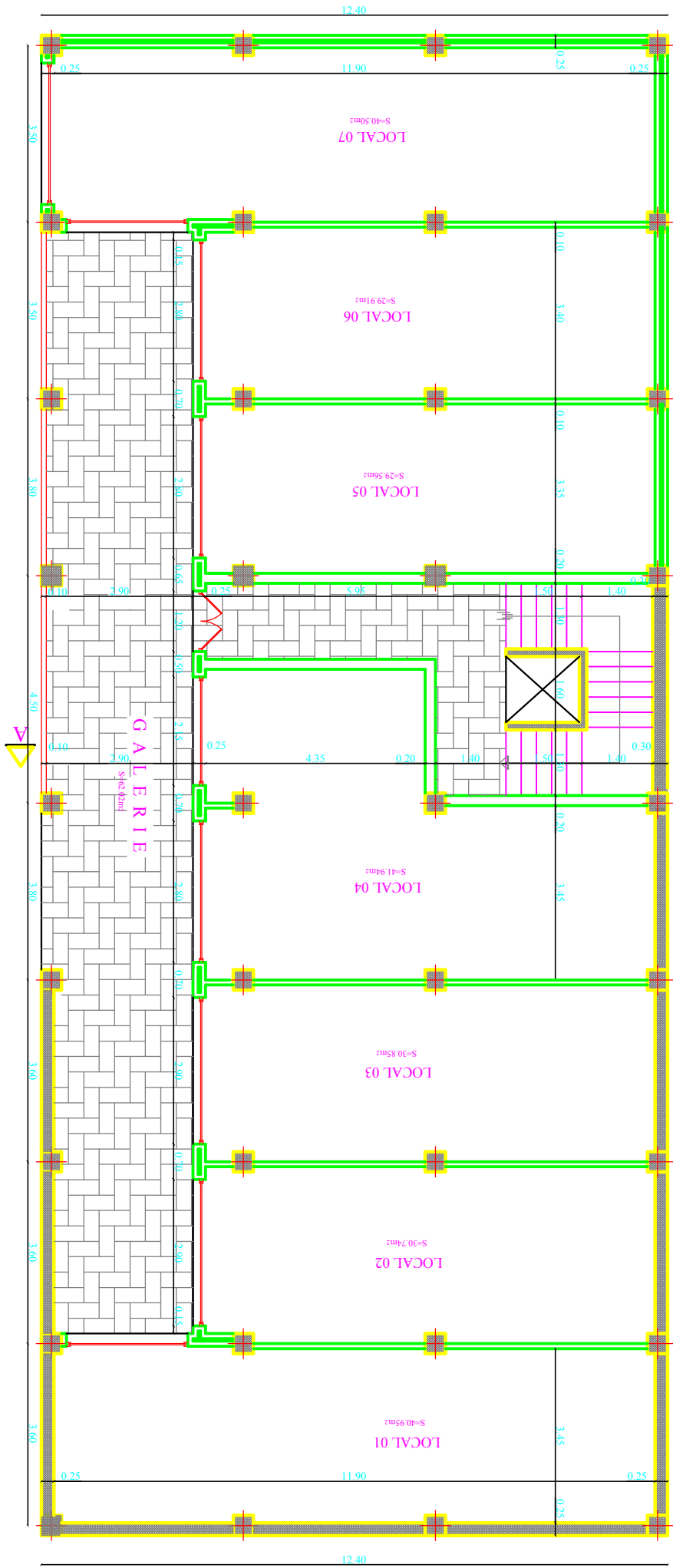
2016-2017 ;

A tous ceux qui me sont très chers.

Samia



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wassila Melle ALLOUAT Samia		plan:	
Dirigé par: Mr. TILLOU Said		PLAN DU SOUS/SOL 02	Echelle: 1/50
			2016/2017



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Mme DRIF Wassila
Melle ALLOUAT Samia

PLAN DU SOUS/SOL 01

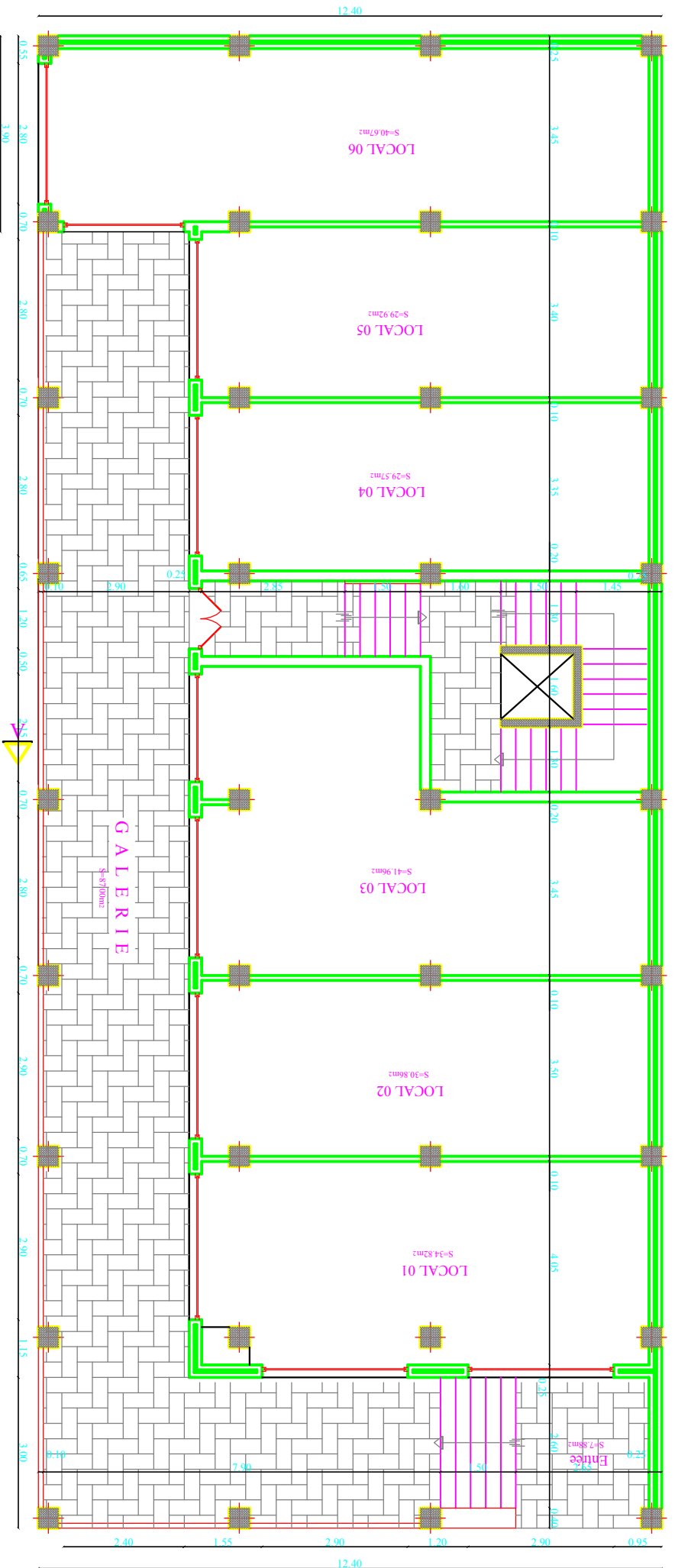
plan:

Dirigé par:
Mr. ILLOUJ Said

PLAN DU SOUS/SOL 01

Echelle: 1/50

2016/2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:

Mme DRIF Wassila
Melle ALIOUAT Samia

plan:

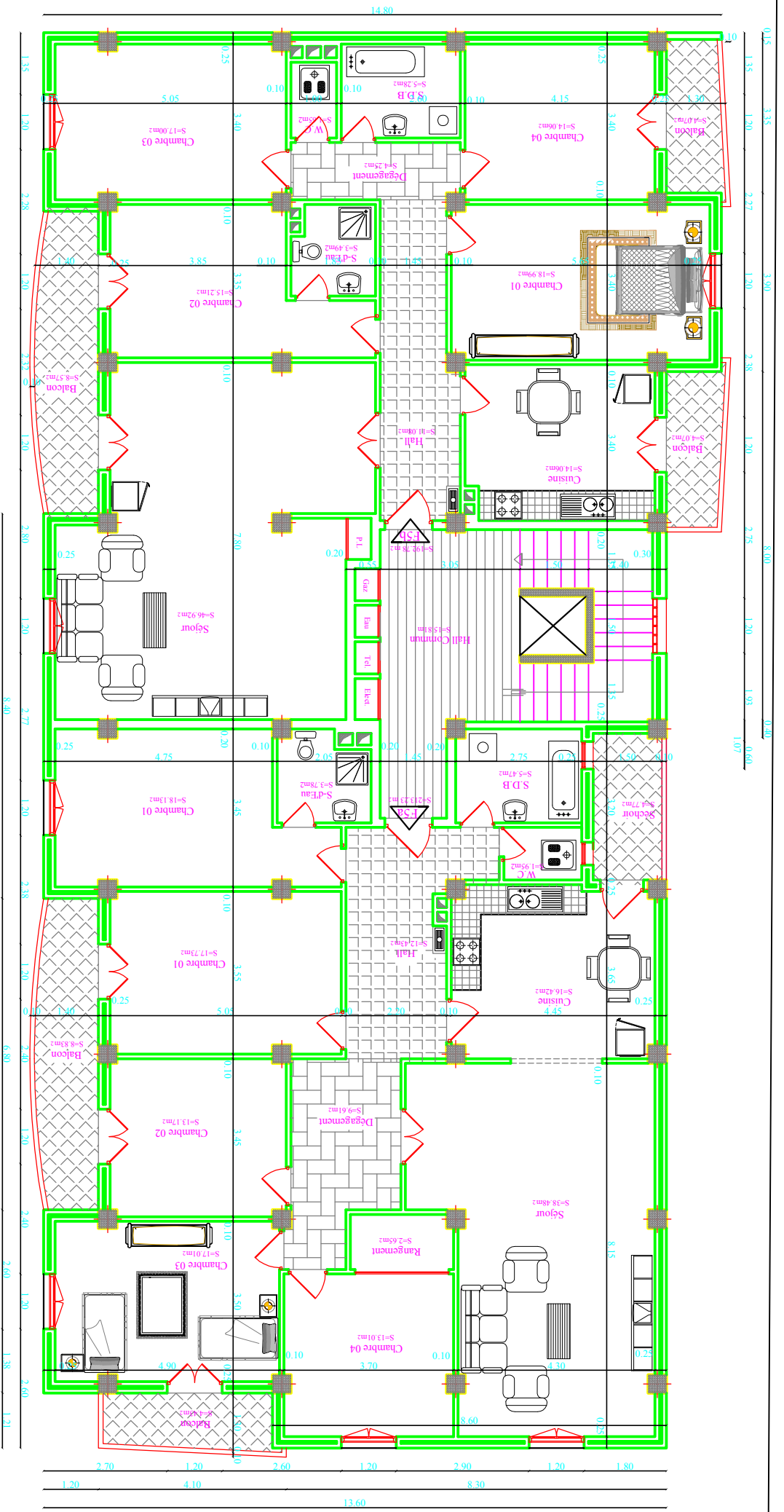
PLAN DU
REZ-DE-CHAUSSEE

Echelle: 1/50

Dirigé par:

Mr. TILLOU Said

2016/2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wassila Meile ALOUAT Samia		PLAN DU D'ETAGE COURANT	
Dirigé par: Mr. ILLOUL Saïd		plan: Echelle:1/50 2016/2017	

SOMMAIRE

Introduction générale

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments..... (10-22)

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 : Introduction

III.2 : Acrotère..... (23-30)

III.3 : Plancher..... (31-51)

III.4 : Balcon..... (52-58)

III.5 : Escaliers..... (59-89)

III.6 : porte à faux..... (90-96)

III.7 : ascenseur..... (97-106)

Chapitre IV : Modélisation avec le logiciel ROBOTS et vérifications selon les exigences du RPA..... (107-121)

Chapitre V : Ferrailage des poteaux..... (122-134)

Chapitre VI : Ferrailage des poutres..... (135-143)

Chapitre VII : Ferrailage des voiles..... (144-156)

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... (157-174)

Chapitre IX : Etude du mur plaque..... (175-181)

Conclusion générale

Bibliographie



Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- La situation géographique.
- Les caractéristiques géométriques du bâtiment (longueur, largeur, hauteur totale...).
- Les éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I-2) Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude et un bâtiment en (R+7+2 sous sols) à usage d'habitation et commercial, il sera implanté à la commune de TIZI -OUZOU qui est classée selon le RPA99Version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Un (01) RDC à usage commercial.
- Deux (02) Sous Sols à usage commercial.
- Sept (07) étages à usage d'habitation.
- Une (01) terrasse inaccessible.
- Une (01) cage d'ascenseur.
- Une (01) cage d'escalier.

I-3) Situation de l'ouvrage :

Le projet est situé à la commune de Tizi-Ouzou à proximité du boulevard KACI IHDDADENE, il est délimité du côté Nord par la rue SI DJILALI, du côté Sud par les ilots 9, 13,14 et 15, du côté Est par le boulevard KACI IHDDADENE et du côté Ouest par l'ilot N°7.

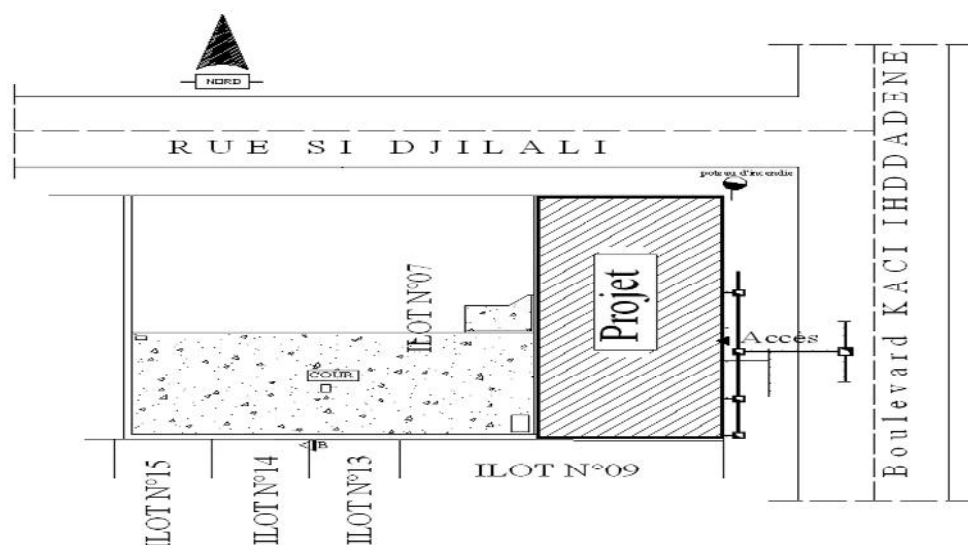


Fig I-1 : L'emplacement géographique de l'ouvrage

I-4) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les plans d'architecture de notre bâtiment indiquent les dimensions suivantes :

- Hauteur totale32, 04 (m)
- Largeur totale du bâtiment12, 00 (m)
- Longueur totale du bâtiment29,90 (m)
- Hauteur des étages courants03,06 (m)
- Hauteur de Rez de chaussée.....04, 50 (m)
- Hauteur des deux sous – sols03,06 (m)

I-5) Les éléments de l'ouvrage :**1 - Ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte composée des poteaux et des poutres formant un système de portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux directions (longitudinale et transversale).

a) Portiques : sont constitués des poutres et des poteaux en béton armé, ils sont capables de reprendre les charges et les surcharges.

b) voiles (refends) : sont des murs en béton armé coulés sur place, leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent, ainsi qu'une partie des charges verticales.

2- Planchers :

Ils sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

3-Escaliers :

Elément d'ouvrage en béton armé permet de passer d'un étage à l'autre. Dans notre cas, les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place.

4 – Maçonnerie :

On a deux types :

- **Murs extérieurs (façade) :** réalisés en double cloisons de briques creuses d'épaisseur 10(cm) séparés de 5 (cm).
- **Murs intérieurs :** réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 (cm) d'épaisseur.

5- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit ciment pour les murs de façade, les sales d'eau, la cage d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

6 - Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

7- Fondation :

La fondation est la partie enterrée de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol.

8 - Système de coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel en bois et le coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

9 - L'acrotère :

Il sera réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse, de 0,7m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance de notre bâtiment sont le béton et l'acier.

➤ Béton :**❖ Définition**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravier), liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé à $350(\text{kg}/\text{m}^3)$ de ciment portland de classe (CPJ325), destiné à offrir une protection efficace des armatures.

❖ Dosage du béton :

Dans un 1m^3 du béton, on a environ :

- ✓ Sable propre380 à 450 l ($D_g \leq 5\text{mm}$)
- ✓ Gravier.....750 à 850 l ($D_g \leq 25\text{mm}$)
- ✓ Dosage de ciment.....300 à 400 kg
- ✓ L'eau de gâchage.....150 à 200 l

❖ **La résistance caractéristique du béton à la compression (BAEL 91 Art 2.1.11) :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées de diamètre ($\phi = 16 \text{ cm}$) et de hauteur ($h = 32 \text{ cm}$).

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ (Mpa).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ (Mpa).}$$

La résistance du béton à la compression après 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ (Mpa).}$$

➤ Pour le présent projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ (Mpa)}$.

❖ **La résistance caractéristique du béton à la traction :**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ (Mpa)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ (Mpa)} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ (Mpa)}$$

❖ **Les contraintes limites :**

a) A l'état limite ultime (ELU) :

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

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL91 modifié99/Art.A4.3.41)}$$

Avec : γ_b coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$ en situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions :

- $\theta = 1$ $t > 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.9$ $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.85$ $t \leq 1 \text{ h}$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

J = 28 jours, en situation courante $\theta = 1$ (situation durable).

Dans notre cas : $F_{bc} = \frac{0.85 \cdot (25)}{1 \cdot (1.5)} = 14.2 \text{ Mpa}$

❖ Diagramme Contrainte –Déformation :

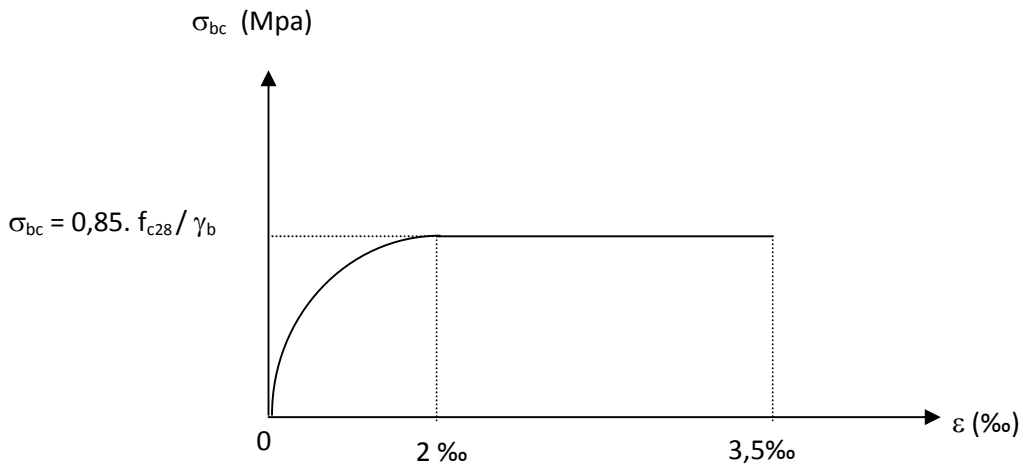


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

a) A l'état Limite de Service (ELS) :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

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

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ (Mpa).

❖ Diagramme Contrainte-Déformation :

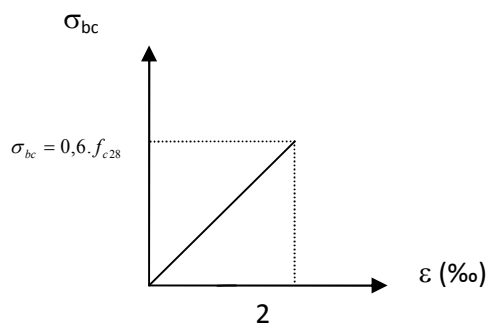


Fig I-3 : Diagramme contrainte –déformation du béton à (ELS).

C) Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91 modifié 99/Art A5.1.21) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$\tau_u \quad \min (0,2 \frac{f_{cj}}{\sigma_b}, 5 \text{ Mpa}) \dots\dots\dots$ fissuration non préjudiciable

$\tau \quad \min (0,15 \frac{f_{cj}}{\sigma_s}, 4 \text{ Mpa}) \dots\dots\dots$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de déformation longitudinaux :

1. Instantané :

$E_{ij} = 1100(\sqrt[3]{f_{cj}})$ (Mpa)..... (BAEL 91 modifié 99/Art A5.2.1.21)

Pour la durée d'application des contraintes normales inférieure à 24 heures.

2. Différé :

$E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa)..... (BAEL 91 modifié 99/Art A5.2.1.22)

Pour des charges de longue durée d'application.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2$ (Mpa).

$E_{vj} = 10818,8$ (Mpa).

❖ Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art. A.2.1/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec:

E : module de Young.

ν : Coefficient de Poisson $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

Le coefficient de Poisson :

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

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

➤ **Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H-A (feE400)..... $f_e=400$ (Mpa).
- Treillis soudés (TL520) $f_e=520$ (Mpa) pour $\varnothing \leq 6$ (mm).

f_e : Limite d'élasticité.

❖ **Module de déformation longitudinale (E_s) :**

Il est défini par la pente de la droite passant par l'origine du diagramme (σ, ϵ), il est pris égale à 200000 (MPa).

❖ **Contraintes limites :**

a) A l'état limite ultime :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\bar{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91 modifier 99/Art A5.2.3.1)}$$

$\bar{\sigma}_{St}$: Contrainte limite de traction dans les aciers

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1,15$ situation courante.

$\gamma_s=1.00$ situation accidentelle.

- Pour un acier FeE400 :

$\bar{\sigma}_{St} = 348$ (Mpa) en situation courante.

$\bar{\sigma}_{St} = 400$ (Mpa) en situation accidentelle.

b) A l'état limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues .Trois cas de fissuration sont possibles :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer..... (BAEL 91 modifier 99/Art A4.5.32)

✓ **Fissuration préjudiciable :**

Les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 modifier 99/Art A4.5.33)}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

Dans le cas ou les éléments sont exposés à des milieux agressifs (eau de mer, gaz....).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 modifier 99/Art A4.5.34)}$$

- : Coefficient de sécurité :
- $\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.
 - $\eta = 1,6$ Pour les aciers haute adhérence ($\geq 6 \text{ mm}$) .
 - $\eta = 1,3$ Pour les aciers haute adhérence ($< 6 \text{ mm}$) .

❖ **Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier :**

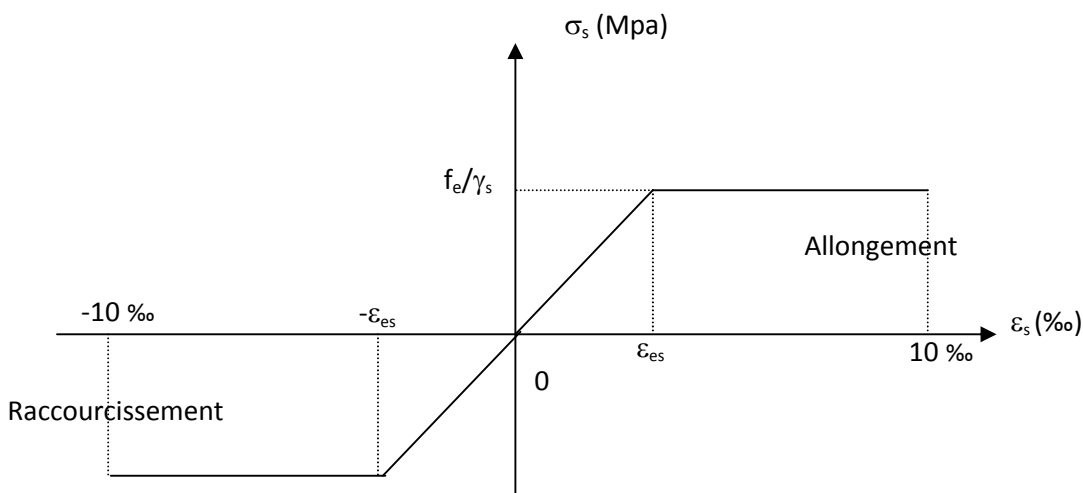


Fig I-4 : Diagramme contraintes –déformation dans les aciers.

I-7) Protection des armatures (BAEL 91 modifier 99/Art A.7.1) :

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

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns, ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments exposés aux intempéries, ou au contact d'un liquide.

- **$C \geq 2\text{cm}$** : Pour les éléments situés dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposés aux condensations.

I-8) Règlements utilisés et normes de calcul :

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les règles suivantes :

- **BAEL91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- **RPA99/ VERSION 2003** : Règles parasismiques algériennes.
- **DTRB.C. 2.2** : Document technique réglementaire.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.



Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II-1) Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de calculer les sections des différents éléments résistants de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles BAEL 91 et RPA 99 version 2003.

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2.1) Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharge sur les éléments porteurs. Par ailleurs, ils offrent une isolation thermique entre les différents étages.

a- Plancher à corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées suivant la petite portée.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante : $h_t = \frac{L}{22,5}$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L = 450 - 25 = 425 \text{ (cm)} \quad h_t = \frac{425}{22,5} = 18,88 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ (cm)}$ (valable pour tous les niveaux).

Avec :

Épaisseur du corps creux : 16 [cm].

Épaisseur de la dalle de compression : 4 [cm].

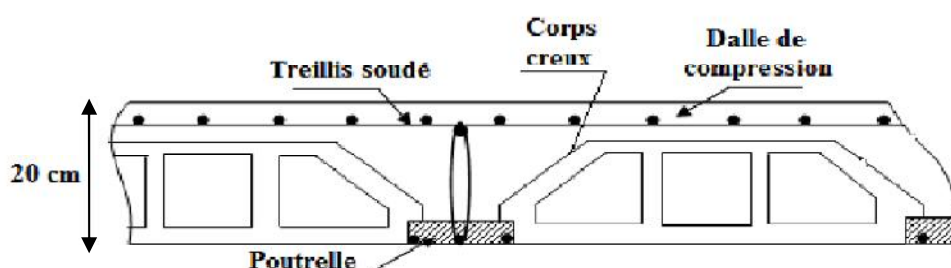


Fig II-2-1 : Schéma d'un plancher en corps creux

II-2.3) Les poutres:

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

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL 91 modifiée 2003 comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : la plus grande portée libre dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

a) Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles :

$$L = 440 - 25 = 415 \text{ (cm)}$$

➤ Hauteur :

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

$$27,66 \leq h \leq 41,50$$

➤ Largeur :

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour les sections suivantes :

Poutres principales S/sol, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étages : (35 x 40) cm²

Poutres principales 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages : (30 x 35) cm²

b) Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

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

➤ Hauteur :

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad 28,33 \leq h \leq 42,5$$

➤ **Largeur:**

$$0,4 \times 35 \quad b \quad 0,7 \times 35$$

$$14 \quad b \quad 24,5$$

On opte pour les sections suivantes :

Poutres secondaires de S/sol, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étages : (30 x 35) cm²

Poutres secondaires 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages : (25 x 30) cm²

❖ **Vérification des conditions de RPA (Art 7-5-1/RPA99/2003) :**

$$b \quad 20 \text{ (cm)}$$

$$h \quad 30 \text{ (cm)}$$

$$\frac{h}{b} \quad 4 \text{ (cm)}$$

Pour les poutres principales :

$$h= 40 \text{ (cm)} \text{ et } h= 35 \text{ (cm)} \quad 30 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b= 35 \text{ (cm)} \text{ et } b= 30 \text{ (cm)} \quad 20 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,14 \text{ et } \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \quad 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$h= 35 \text{ (cm)} \text{ et } h= 30 \text{ (cm)} \quad 30 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b= 30 \text{ (cm)} \text{ et } b= 25 \text{ (cm)} \quad 20 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \text{ et } \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \quad 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les sections adoptées sont conformes aux exigences de l’RPA 99/ Version 2003.

II-2.4) Les voiles :

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

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7 -1 du RPA99/ Version 2003).

Epaisseur minimale d'un voile : $e_{min} = 15 (cm)$.

De plus, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

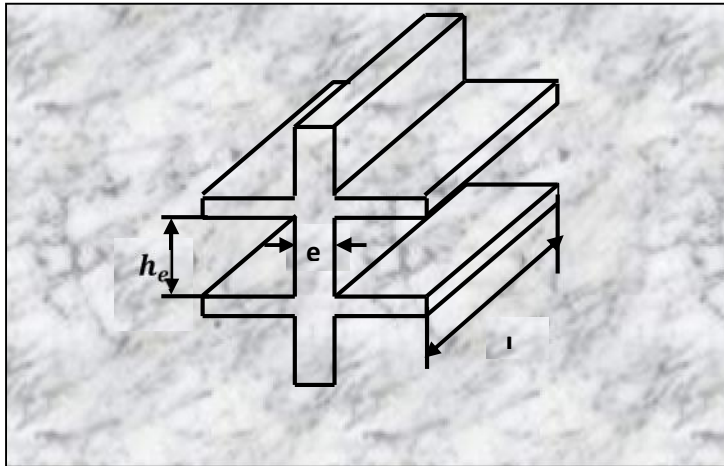


Figure II-2-2 : Coupe de voile en élévation.

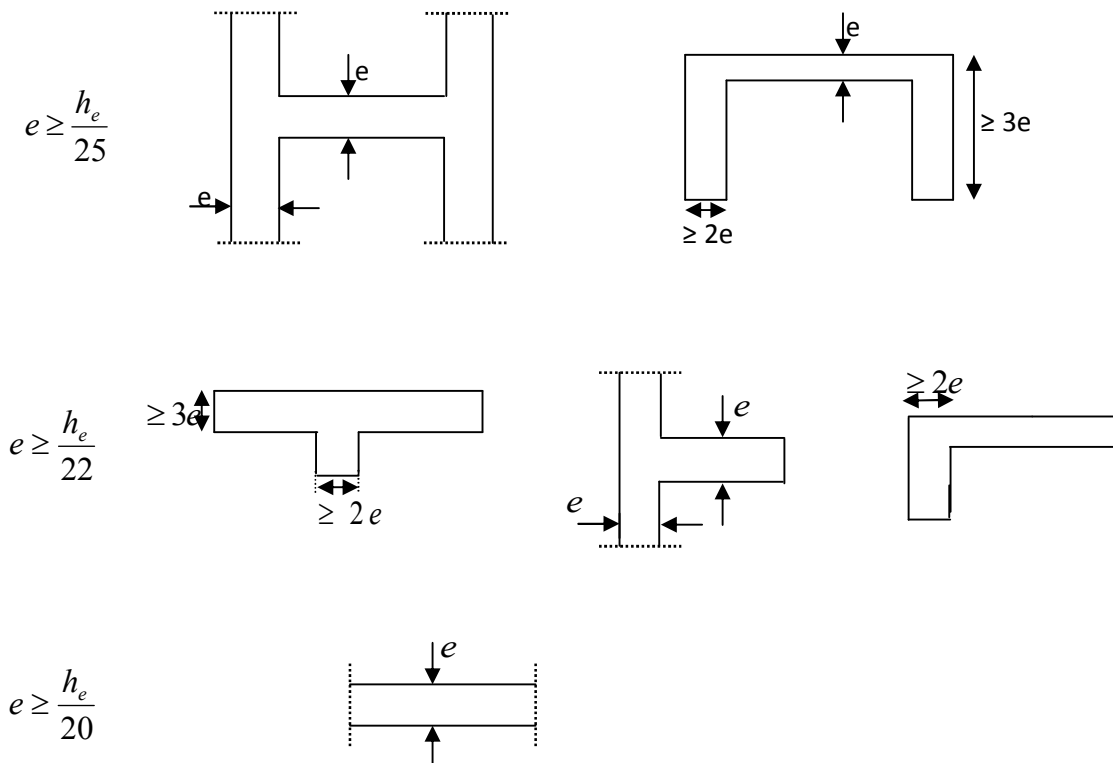


Figure II-2-3 : Coupe des voiles en plan.

❖ Détermination de l'épaisseur des voiles (ep):

On a:

$$ep \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{et} \quad h_e = h - h_t$$

Avec:

h_t : Hauteur de plancher.

h : Hauteur d'étage.

Donc :

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

$$ep \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ (cm)}$$

On prend: $ep = 20 \text{ [cm]}$.

❖ Vérification des conditions de RPA (Art 7-7-1/RPA99/2003) :

$$l \geq 4 ep$$

$$e_{min} \geq 15 \text{ (cm)}$$

Avec :

L : portée minimale des voiles.

ep : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$e = 20 \text{ (cm)} \geq 15 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$L_{min} = 120 \text{ (cm)} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ (cm)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de : $ep = 20 \text{ (cm)}$.

II-2.5) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s en supposant que le béton seul reprend la totalité des sollicitations.

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

Avec :

S : Section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

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

N_s : effort normal donné par la descente des charges avec : N_s=G+Q

Remarque :

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par les règles RPA99 pour un poteau en zone II_a : (25x25) cm².

A) Détermination des charges et surcharges :

1. Les charges permanentes :

a- Plancher terrasse (inaccessible) :

1-Couche de gravillon (5cm)	0,85(KN/m ²)
2-Etanchéité (2cm)	0,12(KN/m ²)
3-Forme de pente en béton (5cm)	1,10(KN/m ²)
4-Isolation thermique (4cm)	0,16(KN/m ²)
5-Plancher en corps creux (20cm)	2,80(KN/m ²)
6-Enduit sous plafond (2cm)	0,24(KN/m ²)
	G_T=5,27 (KN/m²)

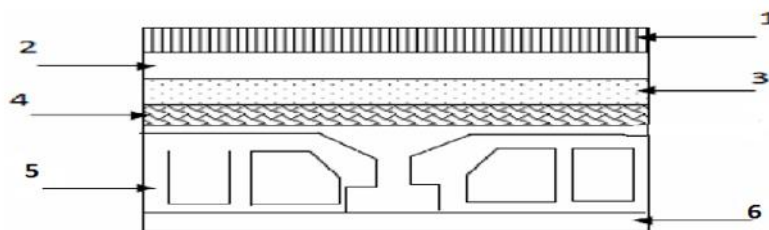


Fig II-2-4 : Coupe Transversale du plancher terrasse inaccessible.

b- Plancher d'étage courant :

1-Revêtement en carrelage (2cm).....	0,44(KN/m ²)
2-Mortier de pose (2cm)	0,40(KN/m ²)
3-Couche de sable (2cm)	0,36(KN/m ²)
4-Plancher en corps creux (20cm)	2,80(KN/m ²)
5-Enduit de plâtre (2cm)	0,20(KN/m ²)
6-Maçonnerie en briques creuses (1cm)	1,00(KN/m ²)
	G_C=5,20(KN/m²)

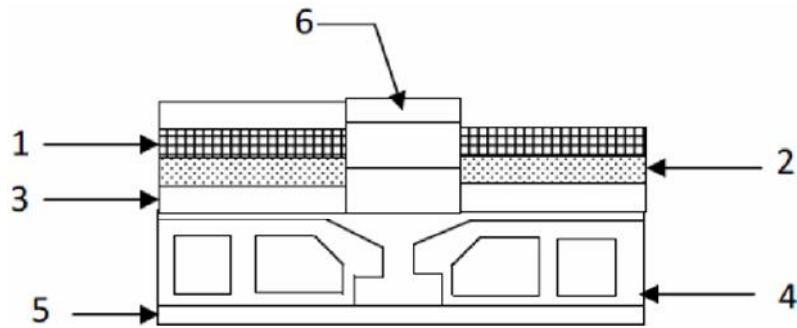


Figure II-2-5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

c- Dalle pleine :

1-Revêtement carrelage (2cm)	0,44 (KN/m ²)
2-Mortier de pose (2cm)	0,40 (KN/m ²)
3-Couche de sable (2cm)	0,36 (KN/m ²)
4-Plancher en dalle pleine (15cm)	3,75 (KN/m ²)
5-Enduit ciment (2cm)	0,36 (KN/m ²)
	G= 5,31 (KN/m²)

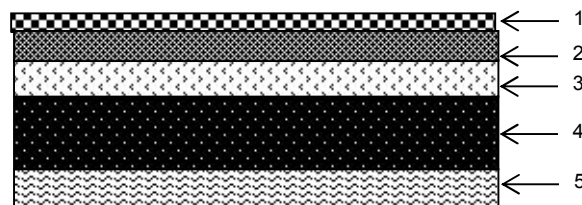


Fig II-2-6 : Coupe transversale de dalle pleine.

d- Maçonnerie :

• **Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs sont en double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25(cm).

1-Enduit ciment (2cm)	0,40(KN/m ²)
2-Briques creuses (20cm).....	1,80(KN/m ²)
3-Enduit plâtre (2cm)	0,20(KN/m ²)
	G= 2,40(KN/m²)

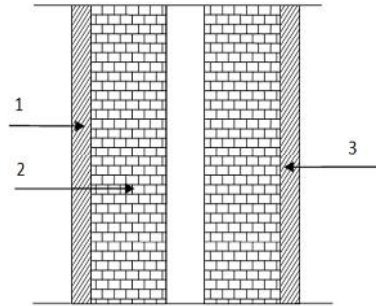


Fig II-2-7 : Coupe transversale de mur extérieur.

• Murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur :

1- Enduit plâtre (2cm)	0, 20 (KN/m ²)
2- Briques creuses (10cm)	0, 90 (KN/m ²)
3- Enduit plâtre (2cm)	0, 20 (KN/m ²)
G= 1,30 (KN/m²)	

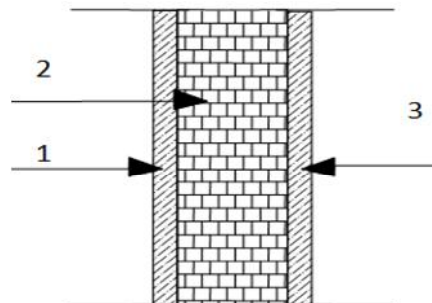


Fig II-2-8: Coupe transversale de mur intérieur.

2) Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

1. Plancher terrasse inaccessible : Q = 1(KN/m²)
2. Plancher étage courant : Q = 1,5 (KN/m²)
3. Plancher RDC : Q = 3,5 (KN/m²)
4. Plancher sous-sol : Q = 3,5(KN/m²)
5. Balcon : Q = 3,5 (KN/m²)
6. Escalier : Q = 2,5 (KN/m²)
7. Acrotère : Q =1 (KN/m²)

B) Descente de charge :

B.1) Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité est (B5).

Surface du plancher revenant au poteau :

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

$$S = (1,75 \times 1,725) \times 2 + (1,75 \times 2,075) \times 2 = 13,30 [m^2]$$

$$S = 13,30 [m^2]$$

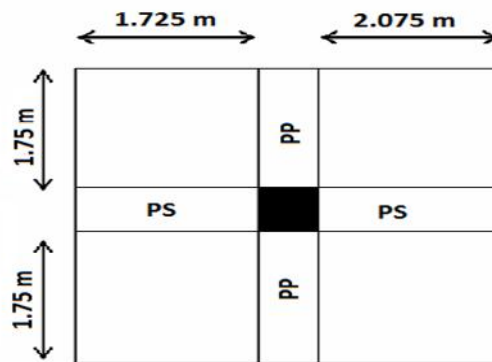


Fig II-2.9 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (B5)

B.2) Calcul du poids propre:

- Plancher terrasse (inaccessible) :

$$G_{pt} = 5,27 \times 13,30 = 70,10 [KN]$$

- Plancher d'étage courant :

$$G_{pc} = 5,20 \times 13,30 = 69,16 [KN]$$

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0,35 \times 0,40 \times 3,50 \times 25 = 12,25 [KN]$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 3,80 \times 25 = 9,97 [KN]$$

$$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 22,22 (KN).$$

- Poteaux:

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont données par le RPA :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 [cm].$$

Pour la zone (II_a), tous les poteaux des niveaux de notre structure $b = h = 25 [cm]$.

Pour le RDC :

$$G_r = 0,25 \times 0,25 \times 4,50 \times 25 = 7,03 \text{ [KN]}$$

Pour l'étage courant et sous-sol :

$$G_c = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ [KN]}$$

B.3) Charges d'exploitation :

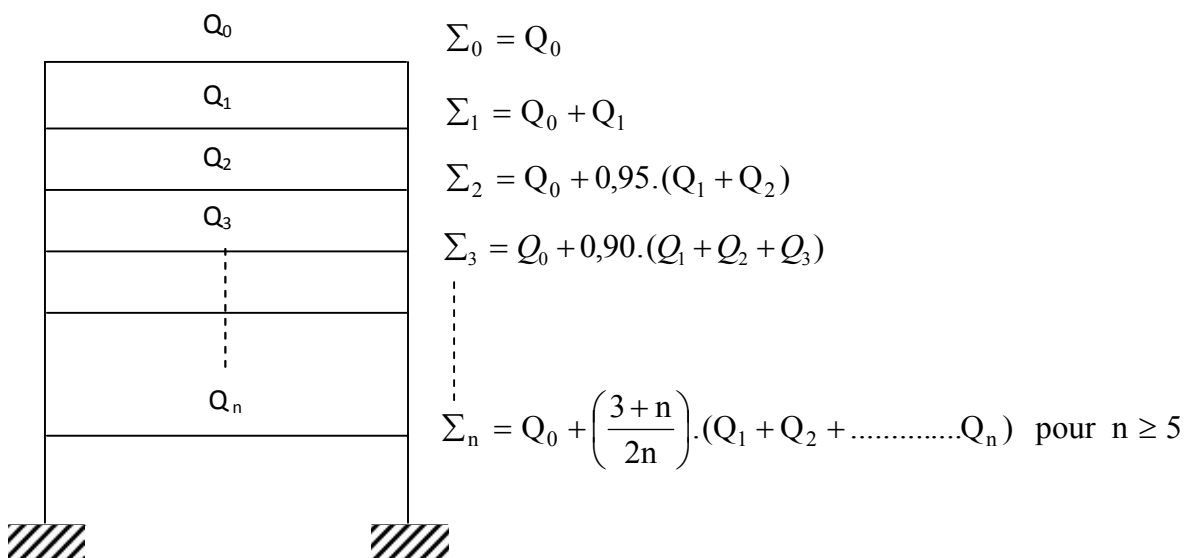
- Plancher terrasse inaccessible.....Q = 13,30 x 1 = 13,30 [KN]
- Plancher d'étage courantQ = 13,30 x 1,5 = 19,95 [KN]
- Plancher RDC.....Q = 13,30 x 3,5 = 46,55 [KN]
- Plancher sous-sol.....Q = 13,30 x 3,5 = 46,55 [KN]

B.4) Coefficients de dégression des charges :

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

B.5) Loi de dégression de charge :

Les règles de B.A.E.L 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR B.C 2.2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux ,ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.



B.6) Les surcharges cumulées :

$$Q_0=13,30 [KN]$$

$$Q_1=13,30 + 19,95=33,25 [KN]$$

$$Q_2=13,30+0,95(39,90) =51,20 [KN]$$

$$Q_3=13,30+0,90(59,85) =67,16[KN]$$

$$Q_4=13,30+0,85(79,80)=81,13[KN]$$

$$Q_5=13,30+0,80(99,75)=93,10[KN]$$

$$Q_6=13,30+0,75(119,70)=103,10[KN]$$

$$Q_7=13,30+0,714(119,70+46,55)=132,00[KN]$$

$$Q_8=13,30+0,687(119,70+93,10)=159,50[KN]$$

$$Q_9=13,30+0,666(119,70+139,65)=186,02[KN]$$

C) Dimensionnement des poteaux :

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N = G_c+Q_c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G_t total (KN)	G_c cumulé (KN)	Q_i (KN)	Q_c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S adoptée (cm ²)
7	70,10	00	22,22	92,32	92,32	13,30	13,30	105,62	70,41	35x40
6	69,16	4,78	22,22	96,16	188,48	19,95	33,25	221,73	147,82	35x40
5	69,16	4,78	22,22	96,16	284,64	19,95	53,20	337,84	225,23	35x40
4	69,16	4,78	22,22	96,16	380,80	19,95	73,15	453,95	302,63	35x40
3	69,16	4,78	22,22	96,16	476,96	19,95	93,10	570,06	380,04	40x45
2	69,16	4,78	22,22	96,16	573,12	19,95	113,05	686,17	457,45	40x45
1	69,16	4,78	22,22	96,16	669,28	19,95	133,00	802,28	534,85	40x45
RDC	69,16	7,03	22,22	98,41	767,69	46,55	179,55	947,24	631,50	45x50
S/S2	69,16	4,78	22,22	96,16	863,85	46,55	226,10	1089,95	726,63	45x50
S/S1	69,16	4,78	22,22	96,16	960,01	46,55	272,65	1232,66	821,77	45x50

Tableau II-1 : Récapitulatif de la descente de charge.

D) Vérifications relatives aux exigences de RPA :

1. Vérification des sections des poteaux selon (Art 7 -4-1/RPA99 Version 2003) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

-Les sections adoptées :

Poteaux (45x50) :

$\text{Min}(45 \times 50) = 45 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(45 \times 50) = 45 \text{ [cm]} \geq \frac{h_e}{20} = 21,5 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{50} = 0,9 \leq 4$ Condition vérifiée.

Poteaux (40x45) :

$\text{Min}(40 \times 45) = 40 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(40 \times 45) = 40 \text{ [cm]} \geq \frac{h_e}{20} = 14,3 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{45} = 0,88 \leq 4$ Condition vérifiée.

Poteaux (35x40) :

$\text{Min}(35 \times 40) = 35 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(35 \times 40) = 35 \text{ [cm]} \geq \frac{h_e}{20} = 14,3 \text{ [cm]}$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{40} = 0,875 \leq 4$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences de RPA.

2. Vérification au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élanement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

Poteaux (45x50) :

Pour RDC : $L_0 = 4,30 \Rightarrow \lambda = 23,17 < 50$.

Pour Sous-sol 1 et 2 : $L_0 = 2,86 \Rightarrow \lambda = 15,41 < 50$.

Poteaux (40x45) :

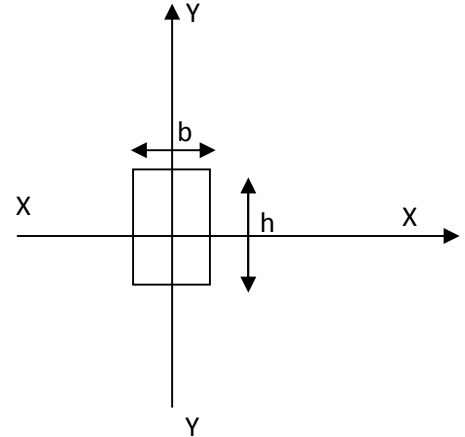
$L_0 = 2,86 \Rightarrow \lambda = 17,34 < 50$.


Poteaux (35x40) :

$L_0 = 2,86 \Rightarrow \lambda = 19,81 < 50$.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.





Chapitre III: Calcul des éléments

III-1) Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l’acrotère, les planchers, les escaliers, les balcons et dalle de la salle machine.

III-2) L’acrotère :

L’acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (N_G) du à son poids propre et un effort horizontale ($Q=1KN$) du à la main courante qui engendre un moment de renversement (M_Q) dans la section d’encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l’acrotère est soumis aux intempéries.

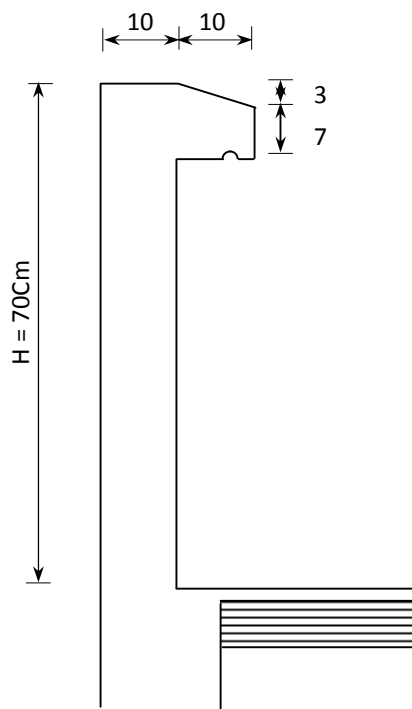


Figure-III-2.1 : Coupe verticale de l’acrotère

III-2-1) Calcul des sollicitations :

1. Effort normal du au poids propre (N_G) :

$$N_G = G \times 1ml \quad \text{avec :} \quad G = \rho \times S$$

ρ Masse volumique du béton armé.

S : Section de l’acrotère.

$$G = [(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1/2)] = 1.963 \text{ (KN/ml)}$$

$$G = 1.963 \text{ (KN/ml)}$$

$$N_G = 1,963 \times 1 = 1,963 \text{ KN} \quad N_G = 1,963 \text{ KN}$$

2. Effort tranchant (T) :

$$T = Q = 1 \text{ (KN)}$$

3. Moment de renversement (M_Q) :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ (KN.m)}$$

III-2-2) Schémas statiques :

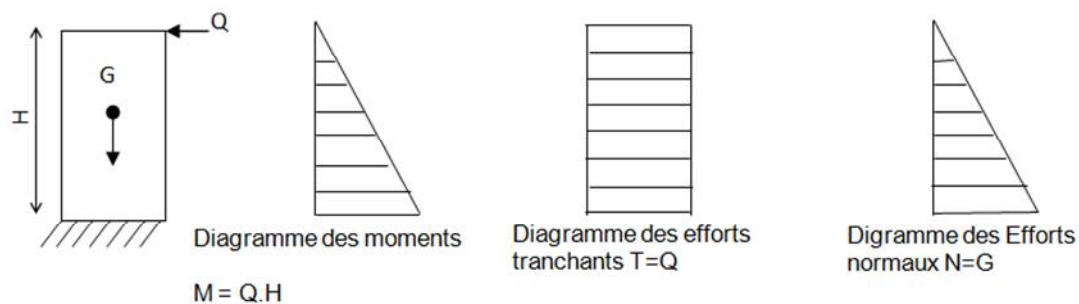


Figure -III-2 Schémas statiques de l'acrotère

III-2-3) Combinaisons de charges :

A ELU :

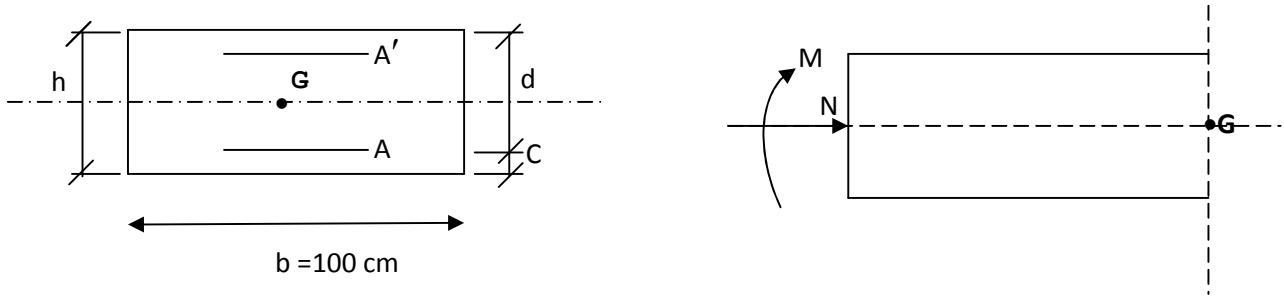
- ✓ Effort normal : $N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,963 = 2,65 \text{ (KN)}$.
- ✓ Effort tranchant : $T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ (KN)}$.
- ✓ Moment de renversement : $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ (KN.m)}$.

A ELS :

- ✓ Effort normal : $N_s = N_G = 1,963 \text{ (KN)}$.
- ✓ Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{ (KN)}$.
- ✓ Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0,7 \text{ (KN.m)}$.

III-2-4) Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.



Avec :

$h=10$ (cm). (Épaisseur de l'acrotère).

$b=100$ (cm) (longueur de la section).

$d=7$ (cm)

$c=3$ (cm) (l'enrobage).

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

e_u : Excentricité.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{1,05}{2,65} = 0,396 \text{ m} \quad e_u = 39,6 \text{ [cm]}.$$

$$y = \frac{h}{2} - c \quad \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ (cm)} \quad y = 3 \text{ (cm)}.$$

$$e_u = 39,6 \text{ (cm)} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ (cm)}.$$

Avec :

$(\frac{h}{2} - c)$ La distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures, et l'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f puis, on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armature en flexion simple :

- Moment fictive :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g est la distance entre le centre de pression (point d'application de l'effort extérieure) et le CDG des armatures tendues.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$g = 0,396 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right) = 0,416 \text{ (m)} \quad g = 41,6 \text{ [cm]}.$$

$$M_f = 2,65 \times 0,416 = 1,102 \text{ [KN.m]}$$

$$M_f = 1,102 \text{ [KN.m]}.$$

- Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \mu_b = \frac{1,102 \times 10^3}{100 \times (7^2) \times 14,2} = 0,016 \quad \mu_b = 0,016$$

$$\mu_b = 0,016 < \mu = 0,392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,016 \quad \beta = 0,992.$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad A_f = \frac{1,102 \cdot 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,46 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A_f = 0,46 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

c) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée (A_r) :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad A_r = (0,46) - \frac{2,65 \cdot 10^3}{348 \times 10^2} = 0,384 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

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

$$A_r = 0,384 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

III-2-5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art A4.2.1) :

$$A_u \quad A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left| \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right|$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad e_s = \frac{0,70}{1,963} = 0,3565 \text{ m} \quad e_s = 35,65 \text{ (cm)} .$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left| \frac{35,65 - (0,455 \times 7)}{35,65 - (0,185 \times 7)} \right| = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} .$$

$$A_{calculée} = 0,384 \text{ [cm}^2\text{]} < A_{min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Par conséquent nous prenons : $A = A_{min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} .$

Soit : $A = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]} = 5\text{HA}8 \text{ Avec un espacement } S_t = 15 \text{ [cm]} .$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \quad A_r = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ [cm}^2\text{]} .$$

Soit : $A = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} = 4\text{HA}8 \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ [cm]} .$

b) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 modifiée 99/ Art. A.5.1,2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ [Mpa]} \right\}$$

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ [Mpa]} \right) \quad \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{25}{1,5} , 4 \text{ [Mpa]} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ [Mpa]} \quad \tau_u = 0,021 \text{ (Mpa)} .$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ [Mpa]} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [Mpa]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 modifiée99/Art. A.6.1,3) :

$$\tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [Mpa] .$$

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

Avec : U_i , Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour l'acier HA .}$$

$$\rangle U_i = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 [mm] \quad \rangle U_i = 125,6 [mm] .$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,166 [Mpa] \quad \tau_{se} = 0,166 [Mpa] .$$

$$\tau_{se} = 0,166[Mpa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Ancrage des barres (BAEL91 modifiée99/ Art A.6.1,221) :

$$L_s = \frac{l \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835[Mpa] .$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22(cm) \quad L_s = 28,22(cm) \text{ on prend } L_s = 30(cm) .$$

e) Espacement des armatures (BAEL91 modifiée99/ Art A.8.2,42) :

❖ Armatures principales :

$$S_t < \min[3h, 33(cm)] = 30(cm)$$

$$S_t = 15cm < 20cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$S_t < \min[4h, 45(cm)] = 40(cm)$$

$$S_t = 20cm < 30cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-2-6) Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit vérifier :

a) Vérification des contraintes dans les aciers (Art .4.5,32/BAEL91 modifiée99) :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right\}.$$

Avec : $\eta = 1,6$ Coefficient de fissuration pour les barre H. A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{400}{3}, \max(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \} = 201,63 [Mpa].$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 [Mpa].$$

$$M_s = 0,70 \text{KN.m et } A_u = 2,51 [cm^2]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358 \quad \rho_1 = 0,358$$

$$\rho_1 = 0,358 \quad \Rightarrow K_1 = 39,35 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,908 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{0,6 \cdot 10^3}{0,908 \times 7 \times 2,51} = 37,61 (Mpa)$$

$$\sigma_{st} = 37,61 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} 201,63 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton (Art .4.5,2/BAEL91 modifiée99) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{37,61}{39,35} = 0,95 (Mpa) \quad \sigma_{bc} = 0,95 [Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,95 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-2-7) Vérification de l'acrotère au séisme (Art .6.2.3/RPA99) :

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art6.2.3.RPA99/modifier2003}).$$

Avec :

A coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,15$ en zone II_a).

W_p Poids de l'acrotère ($W_p = 1,963$ [KN/ml]).

C_p Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,963 = 0,94 \left(\frac{KN}{ml} \right) \quad F_p = 0,94 \left(\frac{KN}{ml} \right).$$

$$F_p = 0,94 \text{ [KN/ml]} < Q = 1 \text{ [KN/ml]} .$$

La condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

Conclusion :

Le ferrailage adopté :

- Armatures principales : **5 HA8 = 2,51 (cm²)**.
- Armatures secondaires : **4 HA8 = 2,01 (cm²)**.

III-4) Etude du balcon :**III.4.1) Introduction :**

Dans notre ouvrage les balcons sont en dalle pleine, leurs épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent ($e_p=15\text{cm}$), avec un garde-corps d'un mètre de hauteur.

Ils sont assimilés à une console encastrée au niveau des poutres de rive du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

Le schéma statique est montré dans la figure III-4-1 :

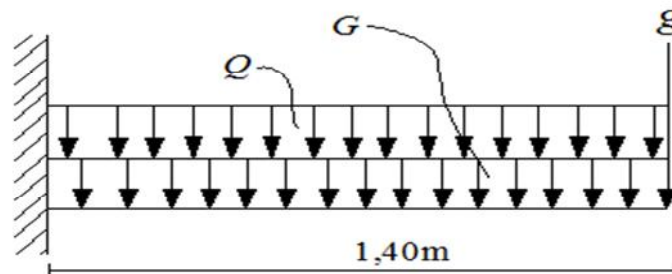


Figure III-4-1 : Schéma statique de calcul.

Avec :

G poids propre de la dalle pleine.

Q Surcharge d'exploitation.

g charge verticale concentrée (poids propre de garde – corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur).

III.4.2) Détermination des charges et surcharges :**a) Charge permanente (G) :**

- Carrelage scellé ($e=2\text{cm}$) $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Couche de sable ($e=2\text{cm}$) $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Dalle en béton armé ($e=15\text{cm}$) $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Enduit de ciment ($e=2\text{cm}$) $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

$$G = 5,31 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b) Charge concentrée :

- Brique creuse (e=10cm).....0,1x9=0,90(KN/ml).
 - Enduit mortier de ciment (e=2cm)..... $(0,02 \times 2) \times 20 = 0,80$ (KN/ml)
- g=1,70 (KN/ml)

c) Surcharge d'exploitation (Q) :

Q=3,5 (KN/ m²) (DTR B.C.2.2)

III.4.3) Combinaisons de charges:

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

- **La dalle :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = \{1,35(5,31) + 1,5(3,5)\} \times 1 = 12,42 [KN/ml] .$$

- **Le garde-corps :**

$$g_u = (1,35g) \times 1ml = (1,35 \times 1,70) \times 1 = 2,29 [KN] .$$

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

$$q_s = (G + Q) \times 1ml = (5,31 + 3,5) \times 1 = 8,81 [KN/ml] .$$

$$g_s = (g) \times 1ml = (1,70) \times 1 = 1,70 [KN] .$$

III.4.4) Calcul des moments fléchissant:

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

$$M_{qu} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,40^2}{2} = 12,17 [KN \cdot m]$$

$$M_{gu} = g_u \times l = 2,29 \times 1,40 = 3,21 [KN \cdot m]$$

D'où le moment total :

$$M_u = (M_{qu} + M_{gu}) = (12,17 + 3,21) = 15,38 [KN \cdot m]$$

$$M_u = 15,38 [KN \cdot m]$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{qs} = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{8,81 \times 1,40^2}{2} = 8,63 [KN.m]$$

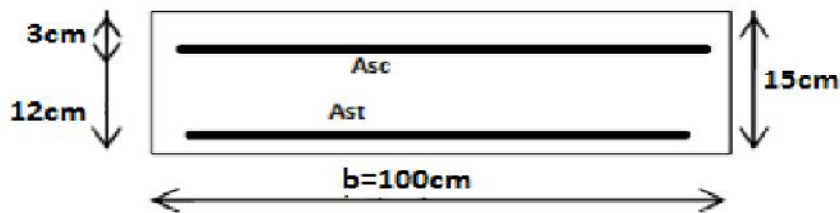
$$M_{gs} = g_s \times l = 1,70 \times 1,40 = 2,38 [KN.m]$$

D'où le moment total:

$$M_s = (M_{qs} + M_{gs}) = (8,63 + 2,38) = 11,01 [KN.m]$$

III.4.5) Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



- a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{15,38 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14,2} = 0,075$$

$$\mu_u = 0,075 < \mu = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,075 \quad \beta = 0,961.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{15,38 \times 10^3}{0,961 \times 12 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2 \quad A_s = 3,83 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_s = 5HA12 = 5,65 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

- b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad A_r = 1,41 [\text{cm}^2].$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01[\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}.$

III.4.6) Vérifications à l'ELU :

a) Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié99) :

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

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,65 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1,45[\text{cm}^2].$$

$$A_{min} = 1,45[\text{cm}^2] < A_s = 5,65[\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle (A.5.1.211/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4[\text{Mpa}] \right\} = \min \{ 2,5[\text{Mpa}] ; 4[\text{Mpa}] \} = 2,5[\text{Mpa}].$$

(fissuration préjudiciable).

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = (12,42 \times 1,40) + 2,29 = 19,68\text{KN}.$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{19,68 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,164 [\text{Mpa}].$$

$$\tau_u = 0,164[\text{Mpa}] < \bar{\tau}_u = 2,5[\text{Mpa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot U_i} \quad \bar{\tau}_{se}$$

U_i la somme des périmètres utiles des barres tendues .

Ψ_s Coefficient de scellement .

$$\psi_s = 1 \text{ ronds lisses .}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Haute adhérence.}$$

$\bar{\tau}_{se}$ Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} Contrainte d'adhérence limite ultime.

Avec :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = (12,42 \times 1,40) + 2,29 = 19,68 \text{ KN.}$$

$$U_i = n \cdot \pi \cdot \phi \quad U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ [mm].}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [Mpa].}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{19,68 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,967 \text{ [Mpa].}$$

$$\tau_{se} = 0,967 \text{ [Mpa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [Mpa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement (A.6.1,221/BAEL91 modifié99) :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_u = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ [Mpa].}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ (cm)} \quad \Rightarrow l_s = 50 \text{ [cm].}$$

Soit la longueur hors du crochet égale à : $L_c = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$

e) Espacement des armatures (Art A.8.2,42/BAEL91 modifiée99) :

❖ **Armatures principales :**

$$S_t < \min[3h, 33 \text{ (cm)}] = 33 \text{ (cm)}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min[4h, 45 \text{ (cm)}] = 45 \text{ (cm)}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes (Art A.5.4.2/BAEL99 modifiée99) :

Dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_s = 11,01 [KN.m] \text{ et } A_u = 5,65 [cm^2].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \quad \rho_1 = 0,470$$

$$\rho_1 = 0,470 \quad \Rightarrow K_1 = 33,08 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,896.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{11,01 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 181,23 [Mpa]$$

$$\sigma_{st} = 181,23 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} 348 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{181,23}{33,88} = 5,50 (Mpa) \quad \sigma_{bc} = 5,50 [Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = 5,50 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche (Art B.6.5.2/BAEL91 modifier 99) :

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifié les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \quad \frac{1}{16} = 0,062 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{5,65}{12 \times 100} = 0,0047 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 M_0} &= \frac{15,38}{15 \times 15,38} = 0,066 \\ \frac{h}{L} &= \frac{15}{140} = 0,107 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- ❖ Armatures principales : **5HA12**
- ❖ Armature de répartitions : **4HA8**

III-5-3) Escalier de RDC :

III-5-3-1) Dimensionnement :

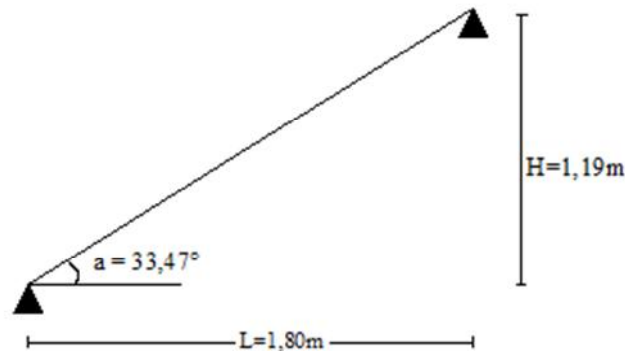


Figure III.5.1 : Schéma statique de l'escalier.

❖ Hauteur de la contre marches :

La valeur de (h) varie en moyenne entre 16,5cm et 17,5cm.

On opte pour une hauteur des marches **h=18cm**.

❖ Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{18} = 6,61 \text{ Contre marches} \quad n = 7$$

❖ Le nombre de marches :

$$m = n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches.}$$

❖ Le giron :

$$59[\text{cm}] \quad g + 2h \quad 66[\text{cm}] \quad \begin{cases} g : 66 - 2h = 30 \\ g : 59 - 2h = 23 \end{cases} \quad g = 30\text{cm.}$$

❖ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée $[e_p]$ est donnée par :

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

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ .$$

$$L = \frac{1,80}{\cos 33,47} = 2,15 [m].$$

$$\frac{215}{30} e_p \frac{215}{20} \Rightarrow 7,16 e_p 10,75 e_p = 10cm .$$

Pour une meilleure disposition d'armatures on opte pour une épaisseur $e_p = 15[cm]$.

III-5-3-2) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

A) Les charges permanentes :

➤ **Paillasse :**

Chargement	Poids volumique (KN/m ²)	Surface pour 1ml [m ²]	La charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse [$e_p = 15(cm)$].	25	$\frac{1 \times 0,15}{\cos 33,47}$	4,49
Poids propre des marches [$e_p = 17(cm)$].	25	$\frac{1 \times 0,18}{2}$	2,25
Revêtement carrelage (e=2cm).	22	0,02x1	0,44
Mortier de pose (e=2 cm)	22	1 x0, 02	0,44
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	G = G_i		7,82 [KN/ml]

B) Les charges d'exploitations :

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

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 [KN/ml] .$$

C) Combinaison de charges et surcharges :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q \quad q_u = 1,35 \times 7,82 + 1,5 \times 2,5 = 14,31 [KN/ml] .$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q \quad q_s = 7,82 + 2,5 = 10,32 \text{ [KN/ml]} .$$

III-5-3-3) Calcul des efforts internes à l'ELU :

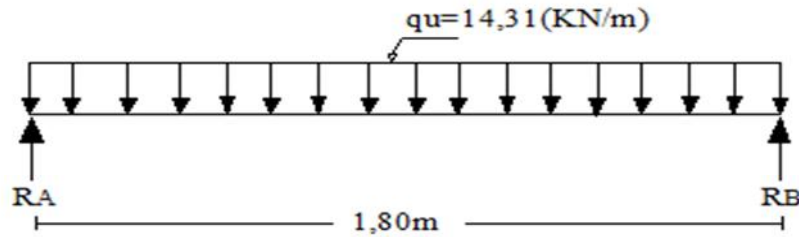


Figure III.5.2 : Schéma statique de calcul

• Calcul des réactions d'appuis R_A et R_B :

$$\rangle F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 1,80(14,31) = 25,76 \text{ [KN]} .$$

$$M/B = 0 \quad R_A(1,80) = 14,31(1,80) \left(\frac{1,8}{2}\right)$$

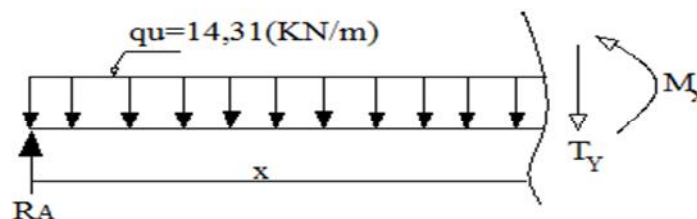
$$\Rightarrow R_A = 12,88 \text{ [KN]} .$$

$$R_A + R_B = 25,76 \quad R_B = 25,76 - 12,88 = 12,88 \text{ [KN]} \quad R_B = 12,88 \text{ [KN]} .$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 12,88 \text{ [KN]} \\ R_B = 12,88 \text{ [KN]} \end{cases}$$

• Calcul des efforts internes :

▪ Pour $0 \leq X \leq 0,90 \text{ [m]}$



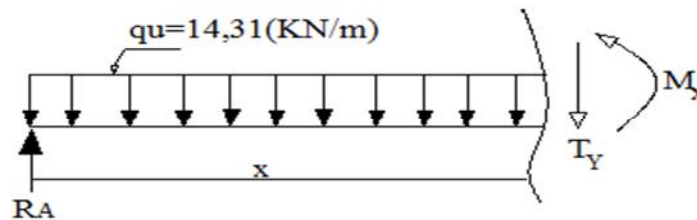
$$M = 0 \quad M(x) = -14,31 \frac{x^2}{2} + 12,88x$$

$$\left. \begin{array}{l} X = 0 \text{ (m)} \\ X = 0,90 \text{ (m)} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M(X) = 0 \text{ [KN.m]} \\ M(X) = 5,79 \text{ [KN.m]} \end{array}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -14,31x + 12,88$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = 12,88 [KN] \\ X = 0,90(m) & T_y = 0 [KN] \end{cases}$$

- Pour 0,90[m] X 1,80[m]



$$M = 0 \quad M(x) = -14,31 \frac{x^2}{2} + 12,88x$$

$$\begin{cases} X = 0,90(m) & M(X) = 5,79 [KN.m] \\ X = 1,80(m) & M(X) = 0 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -14,31x + 12,88$$

$$\begin{cases} X = 0,90(m) & T_y = 0 [KN] \\ X = 1,80(m) & T_y = -12,88 [KN] \end{cases}$$

- Calcul du moment max :

$$\frac{dMz}{dx} = T_y \quad \text{et quand } Mz \text{ max, } T_y = 0$$

$$T_y = -14,31x + 12,88 = 0 \quad x = \frac{12,88}{14,31} \quad x = 0,90m$$

$$Mz(0,90) = -7,155(0,90^2) + 12,88(0,90) \quad Mz(0,90) = 5,79(KNm).$$

- M_z atteint la valeur max à $x=0,90$ (m) ce qui donne un $M_{max} = 5,79[KN.m]$.

On multiplie M^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

- En travée :

$$M_t = 0,85M_z^{max} \quad M_t = 0,85 \times 5,79 = 4,92[KN.m] \quad M_t = 4,92[KN.m].$$

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3M_z^{max} \quad M_a = -0,3 \times 5,79 = -1,74[KN.m] \quad M_a = -1,74[KN.m]$$

III-5-3-4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant
à L'ELU :

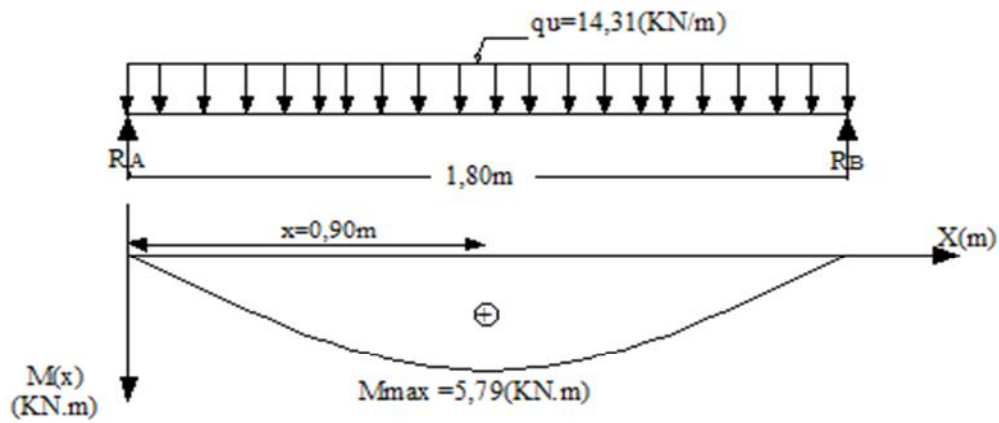


Diagramme du moment fléchissant

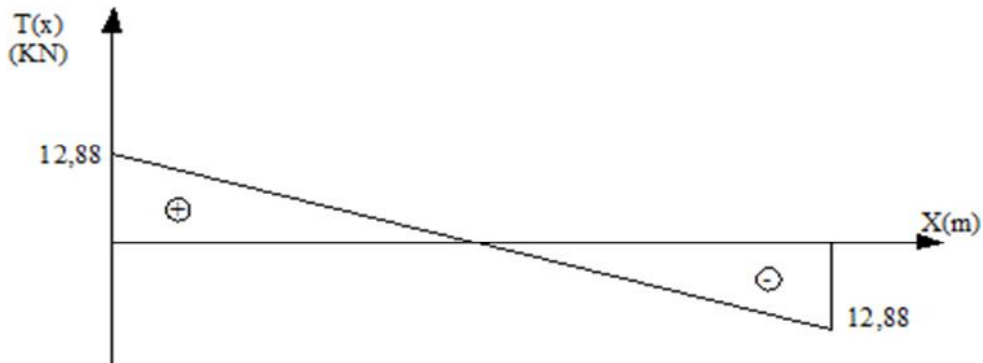


Diagramme des efforts tranchants

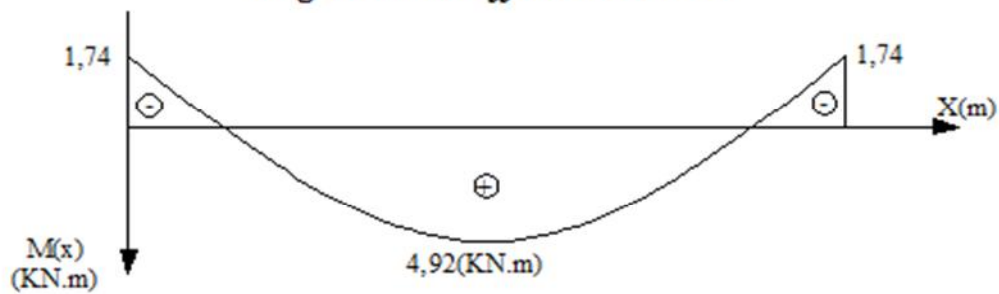


Diagramme corrigé du moment fléchissant

III-5-3-5) Calcul des armatures :

Aux appuis :

$$M_a = 1,74 [KN.m]$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad \mu_b = \frac{1,74 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007.$$

$$\Rightarrow \mu_b = 0,007 < \mu = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_b = 0,007 \quad \beta = 0,9965.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_a = \frac{1,74 \cdot 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,390 (cm^2) \quad A_a = 0,390 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 2HA10 = 1,57 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_{ar} = \frac{A_a}{4} \quad A_{ar} = \frac{1,57}{4} = 0,39 (cm^2) \quad A_{ar} = 0,39 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 2HA8 = 1,00 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

En travée :

$$M_t = 4,92 [KN.m].$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad \mu_b = \frac{4,92 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020.$$

$$\Rightarrow \mu_b = 0,020 < \mu = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_b = 0,020 \quad \beta = 0,990.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_t = \frac{4,92 \cdot 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,10 (cm^2) \quad A_t = 1,10 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 2HA12 = 2,26 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_{tr} = \frac{A_t}{4} \quad A_{tr} = \frac{2,26}{4} = 0,57 (cm^2) \quad A_{tr} = 0,57 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 3HA8 = 1,50 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

III-5-3-6) Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des armatures (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

❖ **Armatures principales :**

$$S_t < \min[3h, 33(\text{cm})] = 33(\text{cm})$$

En travée $S_t = 15(\text{cm}) < 33(\text{cm})$ Condition vérifiée

Aux appuis $S_t = 15(\text{cm}) < 33(\text{cm})$ Condition vérifiée

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min[4h, 45(\text{cm})] = 45(\text{cm})$$

En travée $S_t = 15(\text{cm}) < 45(\text{cm})$ Condition vérifiée

Aux appuis $S_t = 15(\text{cm}) < 45(\text{cm})$ Condition vérifiée

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié99) :

$$A_{ad} \quad A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57(\text{cm}^2) .$$

$A_{ad} = 2,26[\text{cm}^2] > A_{min} = 1,57[\text{cm}^2]$ Condition vérifiée

• **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57(\text{cm}^2).$$

$A_{ad} = 1,57(\text{cm}^2) > A_{min} = 1,57[\text{cm}^2]$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,211/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_u$$

$$V_u^{max} = 12,88[\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{12,88 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,10(\text{Mpa}) \quad \tau_u = 0,10[\text{Mpa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5[Mpa] \right\} = \min \{ 3,33[Mpa] ; 5[Mpa] \} = 3,33[Mpa].$$

(fissuration peu nuisible).

$$\tau_u = 0,10[Mpa] < \bar{\tau}_{se} = 3,33[Mpa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art .A.5.1,313/BAEL 91 modifié99) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{max}}{b \times 0,9d} \quad \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 \times f_{c28}^{2/3}$$

$$V_u^{max} = 12,88[KN].$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{max}}{b \times 0,9d} \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times 12,88 \cdot 10^3}{1000 \times 0,9 \times 130} = 0,220 \text{ (Mpa) .}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 \times f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ (Mpa) .}$$

$$\sigma_{bc} = 0,22[Mpa] < 15,50[Mpa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton (Art A.6.1,3/BAEL91/99)

$$\tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot U}$$

U_i la somme des périmètres utiles des barres tendues .

$$U_i = 3,14 \times 2 \times 12 = 75,36 [mm] .$$

Ψ_s Coefficient de scellement ;

$$\Psi_s = 1 \text{ ronds lisses .}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Haute adhérence .}$$

$\bar{\tau}_{se}$ Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} Contrainte d'adhérence limite ultime .

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ (Mpa)} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 [Mpa] .$$

$$\tau_{se} = \frac{12,88 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 75,36} = 1,46 \text{ (Mpa)} \quad \tau_{se} = 1,46 [Mpa] .$$

$$\tau_{se} = 1,46[Mpa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15[Mpa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Longueur de scellement droit (Art A.6.1.221/BAEL91 modifié99) :

$$L_s = \frac{l \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835 [Mpa] .$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 (cm) \quad L_s = 35,27 (cm) \quad \text{on prend} \quad L_s = 40 (cm) .$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, donc la longueur mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 [cm] .$$

III-5-3-7) Calcul à L'ELS :

a) Etude de la pailleasse :

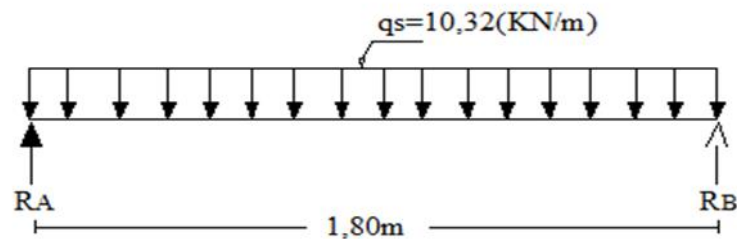


Figure III.5.3 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Calcul des réactions d'appuis R_A et R_B :

$$\rangle F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 1,80(10,32) = 18,576 [KN] .$$

$$M/B = 0 \quad R_A(1,80) = 10,32(1,80) \left(\frac{1,8}{2} \right)$$

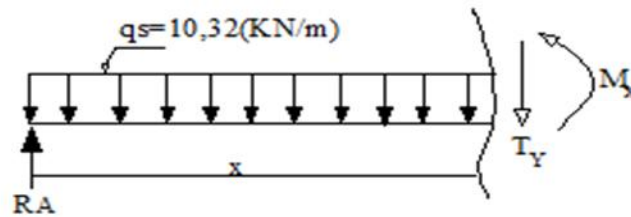
$$\Rightarrow R_A = 9,288 [KN] .$$

$$R_A + R_B = 18,576 \quad R_B = 18,576 - 9,288 = 9,288 [KN] \quad R_B = 9,288 [KN] .$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 9,29 [KN] \\ R_B = 9,29 [KN] \end{cases}$$

➤ Calcul des efforts internes :

- Pour $0 \leq X \leq 0,90$ [m]



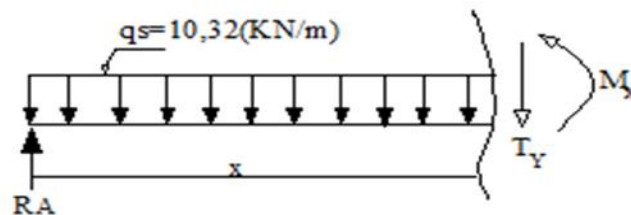
$$M = 0 \quad M(x) = -10,32 \frac{x^2}{2} + 9,29x$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & M(X) = 0 [KN.m] \\ X = 0,90(m) & M(X) = 4,18 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -10,32x + 9,29$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = 9,29 [KN] \\ X = 0,90(m) & T_y = 0 [KN] \end{cases}$$

- Pour $0,90$ [m] $\leq X \leq 1,80$ [m]



$$M = 0 \quad M(x) = -10,32 \frac{x^2}{2} + 9,29x$$

$$\begin{cases} X = 0,90(m) & M(X) = 4,18 [KN.m] \\ X = 1,80(m) & M(X) = 0 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -10,32x + 9,29$$

$$\begin{cases} X = 0,90(m) & T_y = 0 [KN] \\ X = 1,80(m) & T_y = -9,29 [KN] \end{cases}$$

▪ Calcul du moment max :

$$\frac{dMz}{dx} = Ty \text{ et quand } Mz \text{ max, } Ty = 0$$

$$Ty = -10,32x + 9,29 = 0 \quad x = \frac{9,29}{10,32} \quad x = 0,90m$$

$$Mz(0,90) = -5,16(0,90^2) + 9,29(0,90) \quad Mz(0,90) = 4,18m$$

- Mz atteint la valeur max à X=0,90 (m) ce qui donne un $M_{max} = 4,18[KN.m]$.

On multiplie M^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement

Partiel aux extrémités :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85M^{max} \quad M_t = 0,85 \times 4,18 = 3,55[KN.m] \quad M_t = 3,55 [KN.m].$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,3M^{max} \quad M_a = -0,3 \times 4,18 = -1,25[KN.m] \quad M_a = -1,25[KN.m].$$

III-5-3-8) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS :

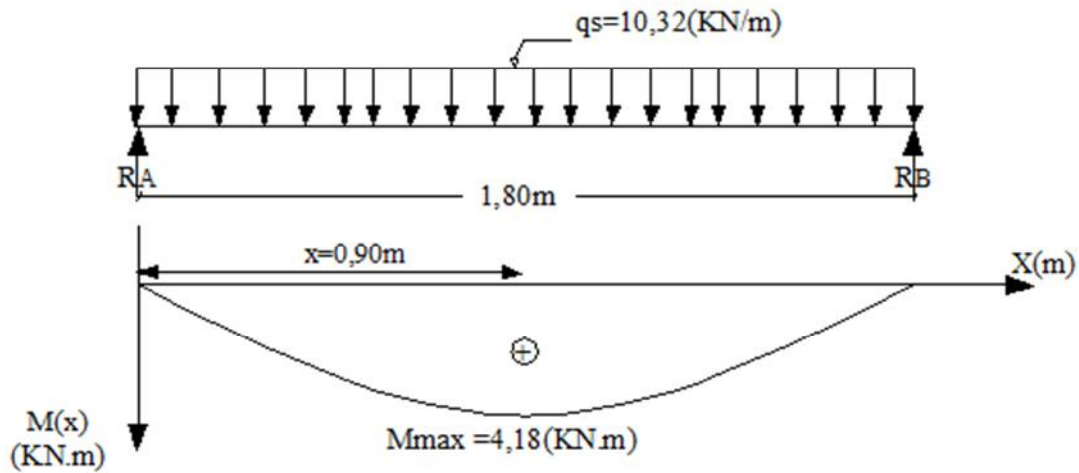


Diagramme du moment fléchissant

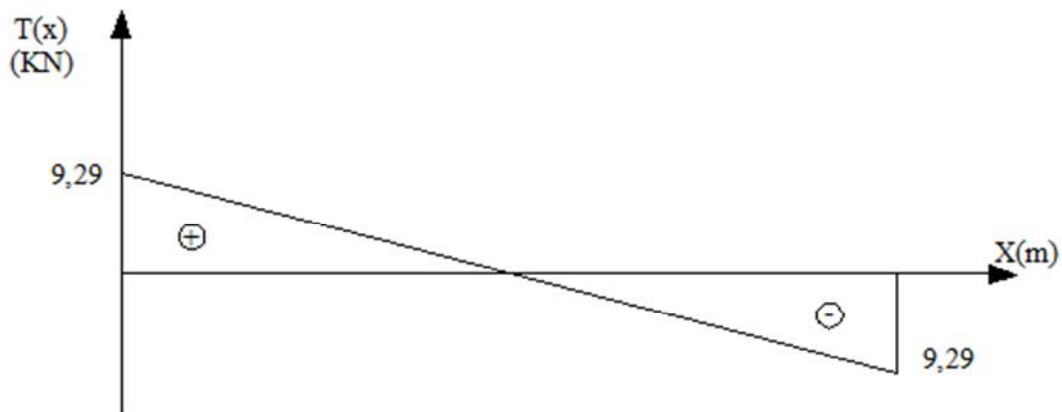


Diagramme des efforts tranchants

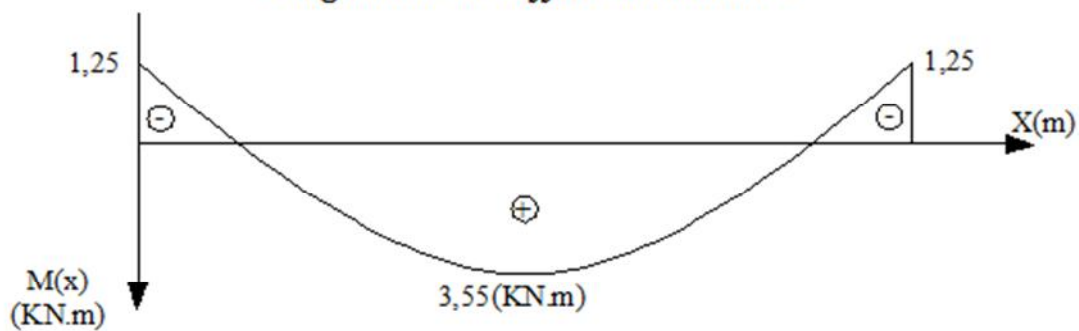


Diagramme corrigé du moment fléchissant

III-5-2-9) Vérification à L'ELS :

a) Vérification de la résistance du béton à la compression (Art .4.5,2/BAEL91/99) :

- **En travée :**

$$M_t = 4,92[KN.m] \text{ et } A_t = 2,26[KN].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 13} = 0,174 \quad \rho_1 = 0,174 .$$

$$\rho_1 = 0,174 \quad \Rightarrow K_1 = 58,53 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,932 .$$

❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u} \quad \sigma_{st} = \frac{4,92 \cdot 10^3}{0,932 \times 13 \times 2,26} = 179,67 [Mpa]$$

$$\sigma_{st} = 179,67 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} = 348[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15(Mpa) \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{179,67}{58,53} = 3,10 (Mpa)$$

$$\sigma_{bc} = 3,10[Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{ap} = 1,74[KN.m] \text{ et } A_{ap} = 1,57[KN].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{ap}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{100 \times 13} = 0,121 \quad \rho_1 = 0,121 .$$

$$\rho_1 = 0,121 \quad \Rightarrow K_1 = 71,21 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,942$$

❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} \quad \sigma_{st} = \frac{1,74 \times 10^3}{0,942 \times 13 \times 2,35} = 60,46 (Mpa) \quad \sigma_{st} = 60,46[Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = 60,46 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 (Mpa) \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{bc} = \frac{60,46}{71,21} = 0,85 (Mpa)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite de déformation (Art. B.6.5,2/BAEL91 modifié99) :

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{15}{180} = 0,083 \\ \frac{1}{16} &= 0,0625 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{2,26}{13 \cdot 100} = 0,0017 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 M_0} &= \frac{4,92}{15 \times 5,79} = 0,056 \\ \frac{h}{L} &= \frac{15}{180} = 0,083 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

III-5) Calcul des escaliers :

III-5-1) Définition :

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

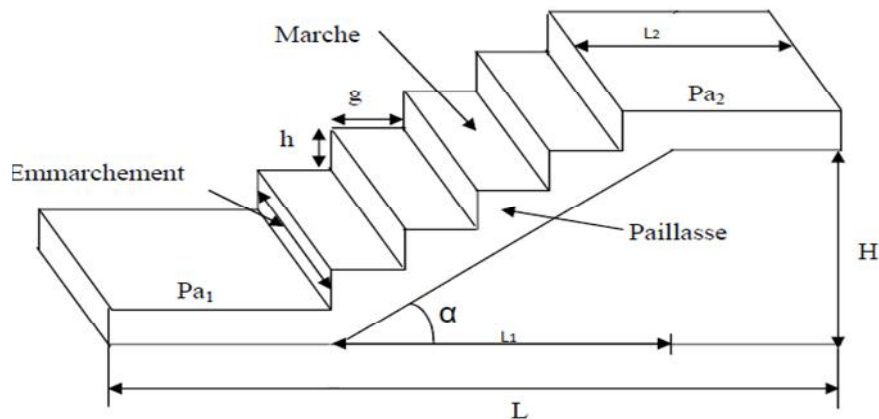


Figure III.5.1 : Schéma de l'escalier.

g : Giron.

h : hauteur de la contre marche.

ep : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : largeur du palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des paliers.

III-5-2) Escalier de l'étage courant :

III-5-2-1) Dimensionnement :

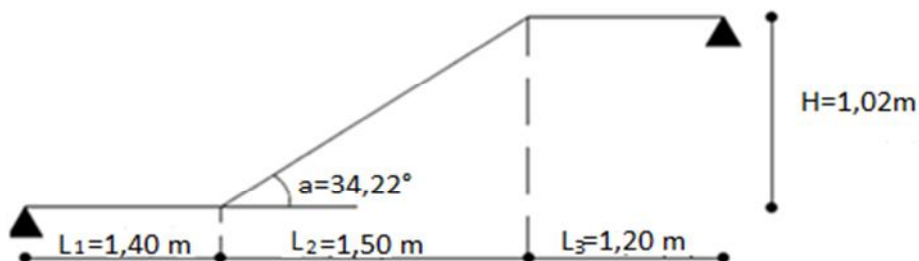


Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier.

Le confort d'utilisation d'un escalier est lié à une relation entre le giron et la hauteur des marches. Selon Nicolas François Blondel $58cm \quad g + 2h \quad 64cm$.

Avec :

g : Le giron.

h : La hauteur de la marche.

❖ **Hauteur de la contre marches :**

La valeur de (h) varie en moyenne entre 16,5cm et 17,5cm.

On opte pour une hauteur des marches $h=17cm$.

❖ **Le nombre de contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ Contre marches.}$$

❖ **Le nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.}$$

❖ **Le giron :**

$$59[cm] \quad g + 2h \quad 66[cm] \quad \begin{cases} g : 66 - 2h = 31 \\ g : 59 - 2h = 25 \end{cases} \quad g = 30cm.$$

❖ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur du palier et de la volée $[e_p]$ est donnée par :

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

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

$$tg \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ .$$

On a: $L = L_1 + L_2 + L_3$

$$L = 1,40 + \frac{1,50}{\cos 34,22} + 1,20 = 4,41 [m].$$

D'où :

$$\frac{441}{30} \quad e_p \quad \frac{441}{20} \Rightarrow 14,7 \quad e_p \quad 22,05 .$$

On prend : $e_p = 17[cm]$.

III-5-2-2) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d’emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

A) Les charges permanentes :

➤ Paillasse :

Chargement	Poids volumique (KN/m ²)	Surface pour 1ml [m ²]	La charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse [$e_p = 17(cm)$].	25	$\frac{1 \times 0,17}{\cos 34,22}$	5,14
Poids propre des marches [$e_p = 17(cm)$].	25	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	2,12
Revêtement carrelage (e=2cm).	22	0,02x1	0,44
Mortier de pose (e=2 cm)	22	1 x0, 02	0,44
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	G = G_i		8,34 [KN/ml]

➤ Palier :

Chargement	Poids volumique [KN/ml]	Surface pour 1ml [m ²]	La charge [KN/ml]
Poids propre de la dalle [$e_p = 17(cm)$]	25	1x0, 17	4,25
Carrelage [$e = 2(cm)$]	22	1x0, 02	0,44
Mortier de pose [$e = 2(cm)$]	22	1x0, 02	0,44
La charge permanente	G = G_i		5,13 [KN/ml]

B) Les charges d'exploitations :

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

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 [\text{KN/ml}] .$$

C) Combinaison de charges et surcharges :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q \quad q_{u} = 1,35 \times 8,34 + 1,5 \times 2,5 = 15,00 [\text{KN/ml}] .$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q \quad q_{u} = 1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 2,5 = 12,34 [\text{KN/ml}] .$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q \quad q_s = 8,34 + 2,5 = 10,84 [\text{KN/ml}] .$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q \quad q_s = 5,13 + 2,5 = 7,63 [\text{KN/ml}] .$$

III-5-2-3) Calcul des efforts internes à l'ELU :

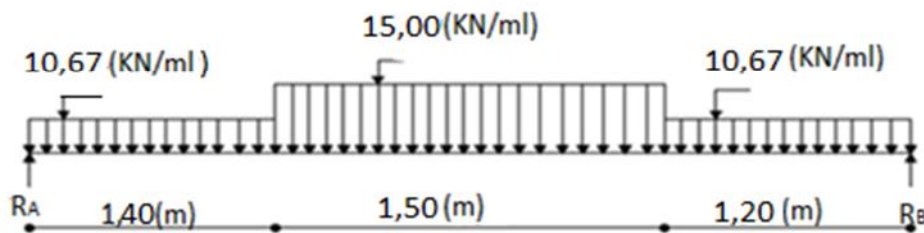


Figure III.5.3 : Schéma statique de calcul

• **Calcul des réactions d'appuis R_A et R_B :**

$$\rangle F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 1,40(10,67) + 1,50(15,00) + 1,20(10,67) = 50,24 [\text{KN}] .$$

$$M/B = 0 \quad R_A(4,10) = 10,67(1,40) \left(\frac{1,4}{2} + 2,70 \right) + 15,00(1,50) \left(\frac{1,5}{2} + 1,20 \right) + (10,67)(1,20) \left(\frac{1,2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow R_A = 24,96 .$$

$$R_A + R_B = 50,24 \quad R_B = 50,24 - 24,96 = [KN] \quad R_B = 25,28 [KN] .$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 24,96 [KN] \\ R_B = 25,28 [KN] \end{cases}$$

• Calcul des efforts internes :

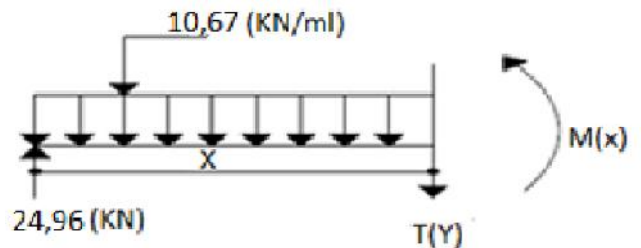
- Pour 0 X 1,40 [m]

$$M = 0 \quad M(x) = -10,67 \frac{x^2}{2} + 24,96x$$

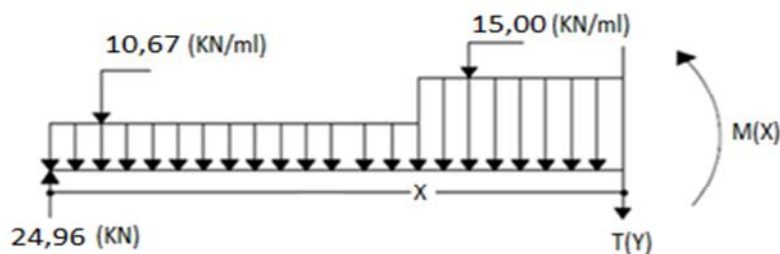
$$\begin{cases} X = 0(m) & M(X) = 0 [KN.m] \\ X = 1,40(m) & M(X) = 24,49 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -10,67x + 24,96$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = 24,96 [KN] \\ X = 1,40(m) & T_y = 10,02 [KN] \end{cases}$$



- Pour 1,40[m] X 2,90[m]



$$M = 0 \quad M(X) = 24,96x - 10,67(1,40)(x - 0,70) - 15,00 \frac{(x-1,4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 1,40(m) & M(X) = 24,49 [KN.m] \\ X = 2,90(m) & M(X) = 22,65 [KN.m] \end{cases}$$

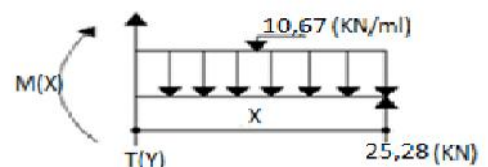
$$F/y = 0 \quad T_y = 24,96 - 10,67(1,40) - (15,00)(x - 1,40)$$

$$\begin{cases} X = 1,40(m) & T_y = 10,02 [KN] \\ X = 2,90(m) & T_y = -12,48 [KN] \end{cases}$$

- Pour 0 X 1,20[m]:

$$M = 0 \quad M(X) = -10,67 \frac{x^2}{2} + 25,28x$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & M(X) = 0 [KN.m] \\ X = 1,20(m) & M(X) = 22,65 [KN.m] \end{cases}$$



$$F/y = 0 \quad T_y = 10,67x - 25,28$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = -25,28 [KN] \\ X = 1,20(m) & T_y = -12,48[KN] \end{cases}$$

▪ **Calcul du moment max :**

$$\frac{dM_z}{dx} = T_y \quad \text{et quand } M_z \text{ max, } T_y = 0$$

$$T_y = -10,67x + 24,96 = 0 \quad x = \frac{24,96}{10,67} \quad x = 2,34m$$

$$M_z(2,34) = -5,33(2,34^2) + 24,96(2,34) \quad M_z(2,34) = 29,19m$$

- M_z atteint la valeur max à $x=2,34$ (m) ce qui donne un $M_{\max} = 29,19[KN.m]$.

On multiplie M^{\max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_z^{\max} \quad M_t = 0,85 \times 29,19 = 24,81[KN.m] \quad M_t = 24,81[KN.m].$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3M_z^{\max} \quad M_a = -0,3 \times 29,19 = -8,75[KN.m] \quad M_a = -8,75[KN.m].$$

III-5-2-4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

à L'ELU :

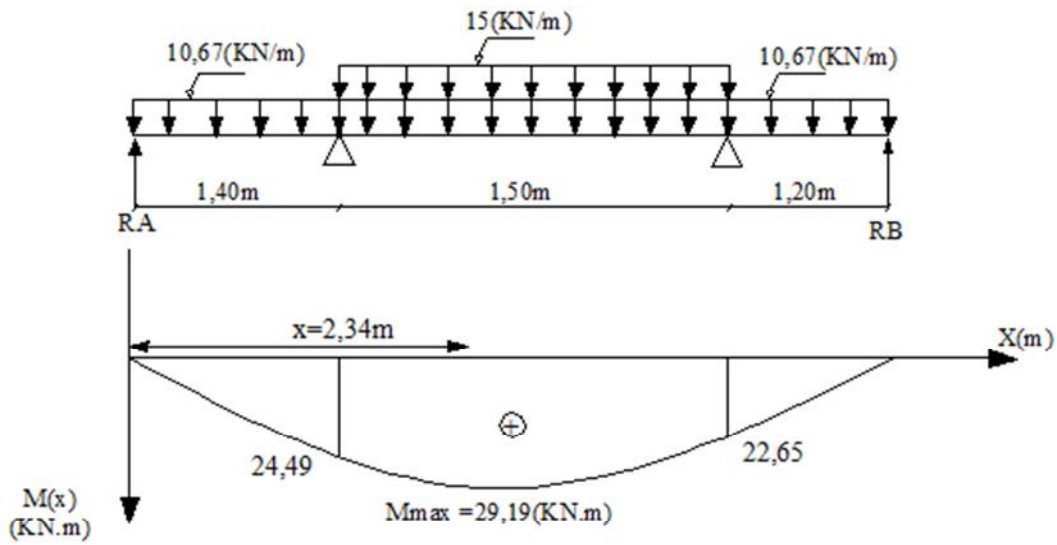


Diagramme du moment fléchissant

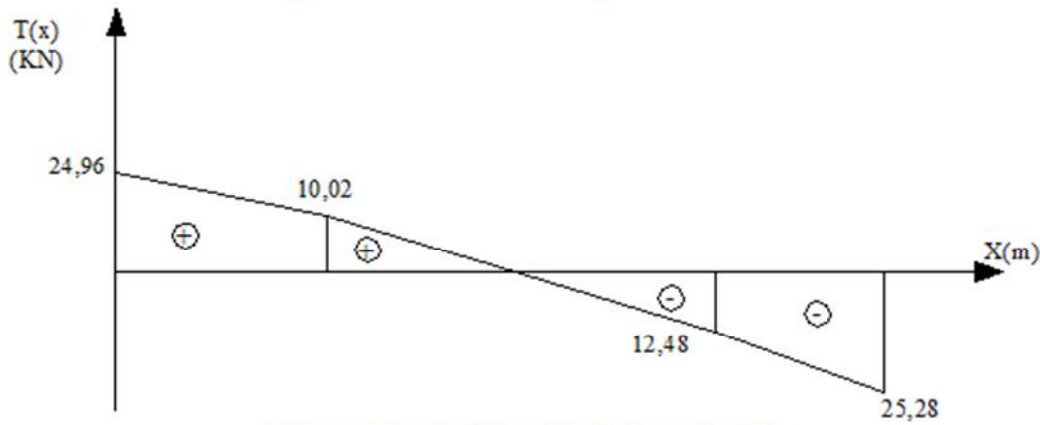


Diagramme des efforts tranchants

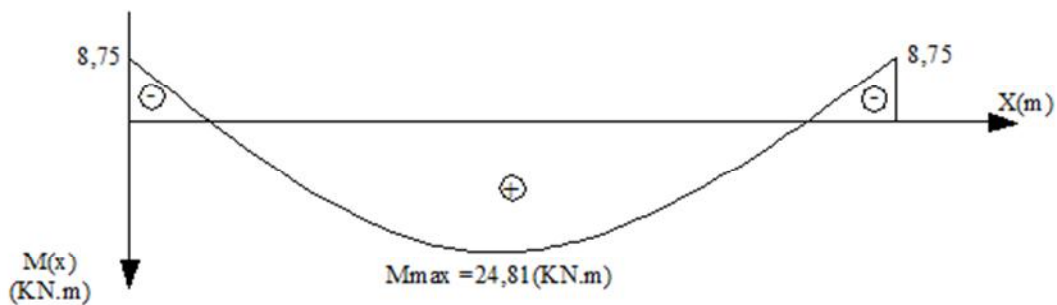


Diagramme corrigé du moment fléchissant

III-5-2-5) Calcul des armatures :

Aux appuis :

$$M_a = 8,757 [KN.m].$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad \mu_b = \frac{8,757 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,027.$$

$$\Rightarrow \mu_b = 0,027 < \mu = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_b = 0,027 \quad \beta = 0,9865.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_a = \frac{8,757 \cdot 10^3}{0,9865 \times 15 \times 348} = 1,70 (cm^2) \quad A_a = 1,70 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 3HA10 = 2,35 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 20 (cm).$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_{ar} = \frac{A_a}{4} \quad A_{ar} = \frac{2,35}{4} = 0,59 (cm^2) \quad A_{ar} = 0,59 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 2HA8 = 1,00 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

En travée :

$$M_t = 24,81 [KN.m].$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad \mu_b = \frac{24,81 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,078.$$

$$\mu_b = 0,078 < \mu = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_b = 0,078 \quad \beta = 0,959.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_t = \frac{24,81 \cdot 10^3}{0,959 \times 15 \times 348} = 4,95 (cm^2) \quad A_t = 4,95 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 20 (cm).$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_{tr} = \frac{A_t}{4} \quad A_{tr} = \frac{5,65}{4} = 1,41 (cm^2) \quad A_{tr} = 1,41 [cm^2].$$

$$\text{Soit : } 3HA8 = 1,50 [cm^2] \quad \text{avec } S_t = 15 (cm).$$

III-5-2-6) Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des armatures (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

❖ **Armatures principales :**

$$S_t < \min[3h, 33(\text{cm})] = 33(\text{cm})$$

En travée $S_t = 20(\text{cm}) < 33(\text{cm})$ Condition vérifiée

Aux appuis $S_t = 20(\text{cm}) < 33(\text{cm})$ Condition vérifiée

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min[4h, 45(\text{cm})] = 45(\text{cm})$$

En travée $S_t = 15(\text{cm}) < 45(\text{cm})$ Condition vérifiée

Aux appuis $S_t = 15(\text{cm}) < 45(\text{cm})$ Condition vérifiée

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié99) :

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81(\text{cm}^2)$$

$A_{ad} = 5,65[\text{cm}^2] > A_{min} = 1,81[\text{cm}^2]$ Condition vérifiée

• **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81(\text{cm}^2)$$

$A_{ad} = 2,35(\text{cm}^2) > A_{min} = 1,81[\text{cm}^2]$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,211/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_u$$

$$V_u^{max} = 25,28[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{25,28 \cdot 10^3}{1000 \times 150} = 0,168(\text{Mpa}) \quad \bar{\tau}_u = 0,168[\text{Mpa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5[Mpa] \right\} = \min \{ 3,33[Mpa] ; 5[Mpa] \} = 3,33[Mpa].$$

(fissuration peu nuisible).

$$\tau_u = 0,168[Mpa] < \bar{\tau}_{se} = 3,33[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art .A.5.1,313/BAEL 91 modifié99) :

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

$$V_u^{max} = 25,28[KN].$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u^{max}}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 25,28 \cdot 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0,187 (Mpa) .$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times f_{c28} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 25 = 13,33(Mpa) .$$

$$\sigma_{bc} = 0,187[Mpa] < 13,33[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton (Art A.6.1,3/BAEL91/99)

$$\tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot U}$$

τ_{se} Contrainte d'adhérence limite ultime .

U_i la somme des périmètres utiles des barres tendues .

$$U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 [mm] .$$

$$\tau_{se} = \frac{25,28 \cdot 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 0,993(Mpa) \quad \tau_{se} = 0,993[Mpa] .$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$ Contrainte admissible d'adhérence.

Ψ_s Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1$ pour ronds lisses .

$\Psi_s = 1,5$ pour Haute adhérence .

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15(Mpa) \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15[Mpa] .$$

$$\tau_{se} = 0,993[\text{Mpa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15[\text{Mpa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Longueur de scellement droit (Art A.6.1.221/BAEL91 modifié99) :

$$L_s = \frac{l \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835[\text{Mpa}] .$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27(\text{cm}) \quad L_s = 35,27(\text{cm}) \quad \text{on prend} \quad L_s = 40(\text{cm}) .$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, donc la longueur mesurée hors crochets est :

$$L_C = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16[\text{cm}] .$$

III-5-2-7) Calcul à L'ELS :

a) Etude de la paillasse :

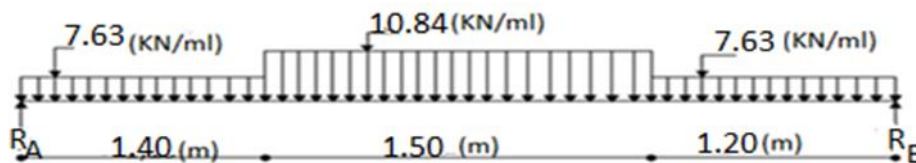


Figure III.5.4 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Calcul des réactions d'appuis R_A et R_B :

$$F/y = 0 \quad R_A + R_B = 7,63(1,40) + 10,84(1,50) + 7,63(1,20) = 36,10 \text{ (KN)} .$$

$$M/b = 0 \quad R_A(4,10) = 7,63(1,40)\left(\frac{1,4}{2} + 2,7\right) + 10,84(1,50)\left(\frac{1,5}{2} + 1,2\right) + 7,63(1,20)\left(\frac{1,20}{2}\right) \quad R_A = 17,93[\text{KN}] .$$

$$R_B = 36,10 - R_A \quad R_B = 36,10 - 17,93 = 18,17 \text{ (KN)} \quad R_B = 18,17 [\text{KN}] .$$

Donc : $\begin{cases} R_A = 17,93 [\text{KN}] \\ R_B = 18,17 [\text{KN}] \end{cases}$

➤ Calcul des efforts internes :

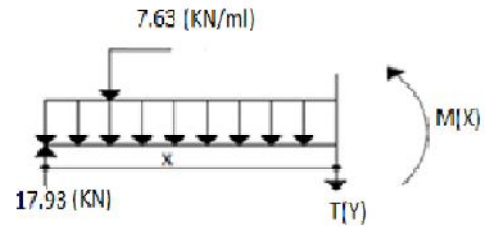
- Pour $0 \leq X \leq 1,40[m]$

$$M = 0 \quad M(X) = -3,815x^2 + 17,93x$$

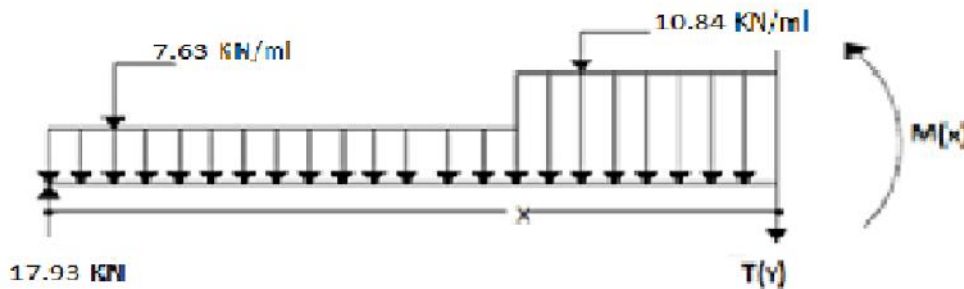
$$\begin{cases} X = 0(m) & M(X) = 0 [KN.m] \\ X = 1,40(m) & M(X) = 17,62 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = -7,63x + 17,93$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = 17,93 [KN] \\ X = 1,40(m) & T_y = 7,25 [KN] \end{cases}$$



- Pour : $1,40[m] \leq X \leq 2,90[m]$



$$M = 0 \quad M(X) = 17,93x - 7,63(1,4)(x - 0,7) - 10,84 \frac{(X-1,4)^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} X = 1,40(m) & M(X) = 17,62 [KN.m] \\ X = 2,90(m) & M(X) = 16,30 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = 17,93 - 7,63(1,40) - (10,84)(x - 1,40)$$

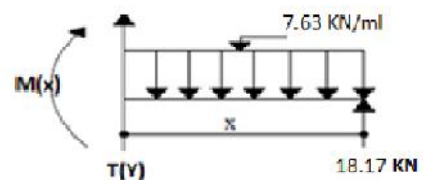
$$\begin{cases} X = 1,40(m) & T_y = 7,25 [KN] \\ X = 2,90(m) & T_y = -9,01 [KN] \end{cases}$$

- Pour $0 \leq X \leq 1,20[m]$:

$$M = 0 \quad M(X) = -3,815x^2 + 18,17x$$

$$\begin{cases} X = 0(m) & M(X) = 0 [KN.m] \\ X = 1,20(m) & M(X) = 16,30 [KN.m] \end{cases}$$

$$F/y = 0 \quad T_y = 7,63x - 18,17$$



$$\begin{cases} X = 0(m) & T_y = -18,17 [KN] \\ X = 1,20(m) & T_y = -9,01 [KN] \end{cases}$$

▪ **Calcul du moment max :**

$$\frac{dM_z}{dx} = T_y \text{ et quand } M_z \text{ max, } T_y = 0$$

$$T_y = -7,63x + 17,93 = 0 \quad x = \frac{17,93}{7,63} \quad x = 2,34m$$

$$M_z(2,34) = -3,815(2,34^2) + 17,93(2,34) \quad M_z(2,34) = 21,10m$$

- **Mz** atteint la valeur max à **X=2,34 (m)** ce qui donne un **$M_{max} = 21,10 [KN.m]$** .

On multiplie **M^{max}** par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement

Partiel aux extrémités :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M^{max} \quad M_t = 0,85 \times 21,10 = 17,93 [KN.m] \quad M_t = 17,93 [KN.m].$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3M^{max} \quad M_a = -0,3 \times 21,10 = -6,33 [KN.m] \quad M_a = -6,33 [KN.m].$$

III-6-2-8) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS :

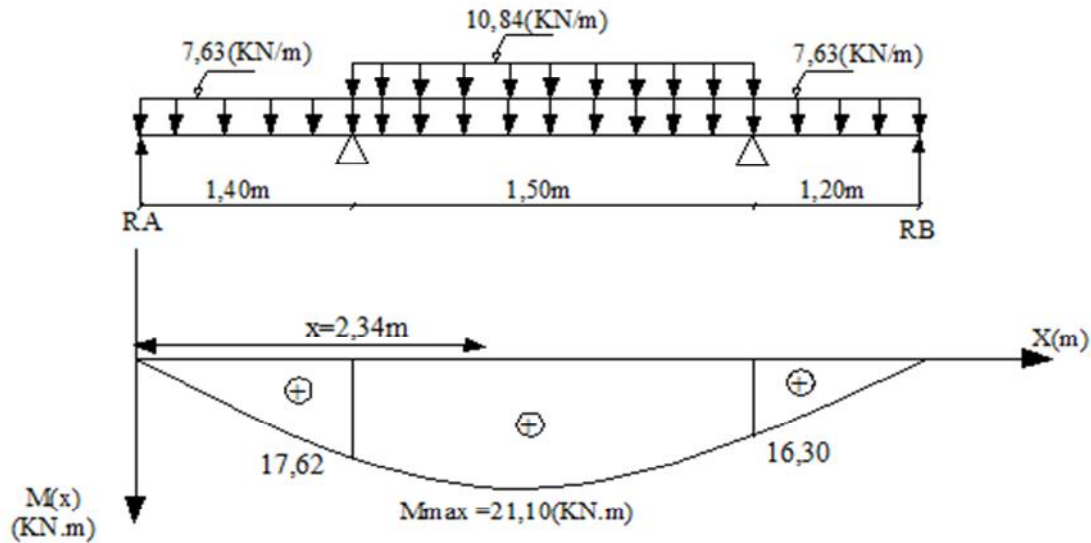


Diagramme du moment fléchissant

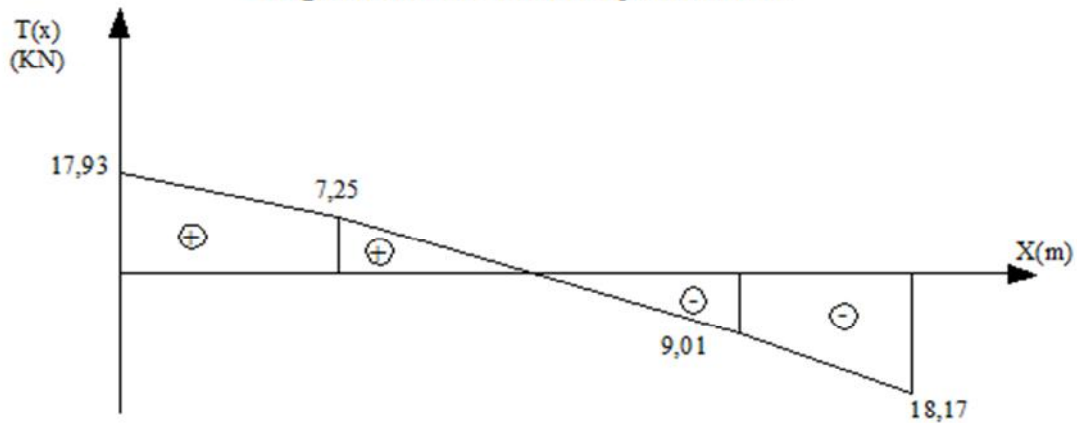


Diagramme des efforts tranchants

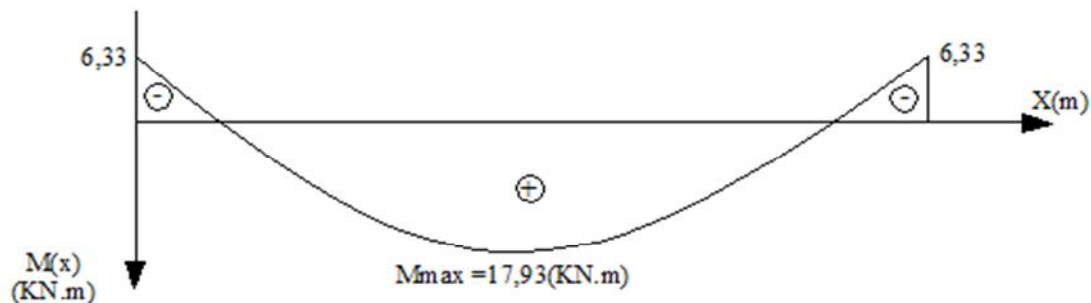


Diagramme corrigé du moment fléchissant

III-5-2-9) Vérification à L'ELS :

a) Vérification de la résistance du béton à la compression (Art. A.5,2/BAEL91/99) :

• En travée :

$$M_t = 17,93[KN.m] \text{ et } A_t = 5,65[KN].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376 \quad \rho_1 = 0,376 .$$

$$\rho_1 = 0,376 \quad \Rightarrow K_1 = 37,63 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,905 .$$

❖ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} \quad \sigma_{st} = \frac{17,93 \cdot 10^3}{0,905 \times 15 \times 5,65} = 233,77 [Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = 233,77 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} = 348[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15(Mpa) \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{233,77}{37,63} = 6,21(Mpa) \quad \sigma_{bc} = 6,21[Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = 6,21[Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$M_{ap} = 6,33[KN.m] \text{ et } A_{ap} = 2,35[KN].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{ap}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 15} = 0,156 \quad \rho_1 = 0,156 .$$

$$\rho_1 = 0,156 \quad \Rightarrow K_1 = 61,92 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,935 .$$

❖ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} \quad \sigma_{st} = \frac{6,33 \times 10^3}{0,935 \times 15 \times 2,35} = 192,10 (Mpa) \quad \sigma_{st} = 192,10[Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = 192,10[Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} = 348[Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 (Mpa) \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{bc} = \frac{192,10}{61,92} = 3,10 (Mpa)$$

$$\sigma_{bc} = 3,10 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite de déformation (Art. B.6.5,2/BAEL91 modifié99) :

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{17}{410} = 0,041 \\ \frac{1}{16} &= 0,0625 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{5,65}{15 \cdot 100} = 0,0037 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 M_0} &= \frac{24,81}{15 \cdot 29,19} = 0,056 \\ \frac{h}{L} &= \frac{17}{410} = 0,041 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, donc on passe au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$\bar{f} : \text{La flèche admissible, } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 (cm).$$

$$E_v \text{ Module de déformation différé, } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [Mpa].$$

$$V_1: \text{Position de l'axe neutre, } V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

S_{XX} Moment statique par apport à l'axe x – x passant par le centre de gravité.

$$S_{XX} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{XX} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 15721,25 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

B_0 : Aire de la section homogène. $B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 5,65 = 1784,75 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

$$V_1 = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,81 \text{ (cm)}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,51 = 9,49 \text{ (cm)}.$$

I_0 Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2.$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(8,81)^3 + (8,19)^3] + 15 \times 5,65 [(8,19 - 2)^2] = 44352,32 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

ρ_1 = Pourcentage d'aciers, $\rho_1 = \frac{A_t}{bd} 100$.

$$\rho_1 = \frac{5,65}{100 \times 15} \times 100 = 0,376.$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow K_1 = 37,63 \Rightarrow \rho_1 = 0,905.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{17,93 \times 10^3}{0,905 \times 15 \times 5,65} = 233,77 \text{ [Mpa]}.$$

$$\nu = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{d}) \rho_1} \quad \nu = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,376} = 0,022$$

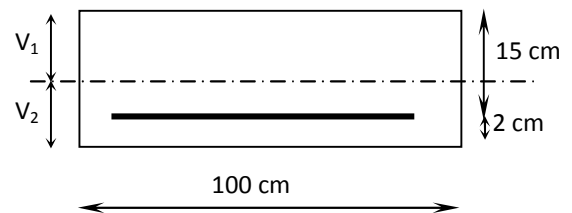
$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho_1 \sigma_{st} + f_{t28}}; 0 \right) \Rightarrow \mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,376 \times 233,77 + 2,1}; 0 \right)$$

$$\mu = \max(0,98; 0) = 0,98.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1(I_0)}{1 + \nu \cdot \mu} \quad I_{fv} = \frac{1,1(44352,32)}{1 + 0,022 \times 0,98} = 47757,89 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

$$f = \frac{17,93 \times 4,10^2 \times 10^6 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 47757,89 \times 10^4} = 5,83 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow f = 0,583 \text{ (cm)} \quad \bar{f} = 0,82 \text{ (cm)} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$



III-6) Etude de porte-à-faux :**III.6.1) Introduction :**

Le porte-à-faux est assimilé à une console encastrée au niveau des poutres de rive du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

III.6.2) Dimensionnement :

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$ep \quad \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

Le schéma statique de calcul est montré dans la figure suivante :

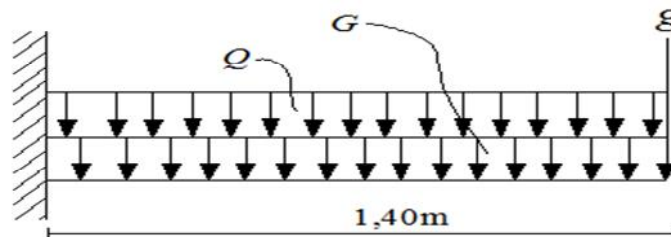


Figure III-6-1 : Schéma statique de calcul.

Avec :

G poids propre de la dalle pleine.

Q Surcharge d'exploitation.

g charge verticale concentrée (poids propre de mur extérieur).

III.6.3) Détermination des charges et surcharges :**a) Charge permanente (G) :**

- Carrelage scellé (e=2cm) 0,02x22=0,44 (KN/m²).
- Mortier de pose (e=2cm) 0,02 x 20 = 0,40 (KN/m²).
- Couche de sable (e=2cm) 0,02 x 18=0,36 (KN/m²).
- Dalle en béton armé (e=15cm)0,15 x 25 =3,75 (KN/m²).
- Enduit de ciment (e=2cm) 0,02x18 =0,36 (KN/m²).

$$G = 5,31 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b) Charge concentrée :

1-Enduit ciment (2cm)0,40(KN/ml)

2-Briques creuses (20cm).....1,80(KN/ml)

3-Enduit plâtre (2cm)0,20(KN/ml)

$$G = 2,40(\text{KN/ml})$$

c) Surcharge d'exploitation (Q) :Q=3,5 (KN/ m²) (DTR B.C.2.2)**III.6.4) Combinaisons de charges:**• **Etat limite ultime (ELU) :**➤ **La dalle :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = \{1,35(5,31) + 1,5(3,5)\} \times 1 = 12,42[\text{KN/ml}] .$$

➤ **Le mur extérieur :**

$$g_u = (1,35g) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 2,40) \times 1 = 3,24[\text{KN}] .$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,31 + 3,5) \times 1 = 8,81[\text{KN/ml}] .$$

$$g_s = (g) \times 1\text{ml} = (2,40) \times 1 = 2,40[\text{KN}] .$$

III.6.5) Calcul des moments fléchissant:• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{qu} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,40^2}{2} = 12,17[\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$M_{gu} = g_u \times l = 3,24 \times 1,40 = 4,54[\text{KN} \cdot \text{m}]$$

D'où le moment total :

$$M_u = (M_{qu} + M_{gu}) = (12,17 + 4,54) = 16,71[\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$M_u = 16,71[\text{KN} \cdot \text{m}]$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{qs} = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{8,81 \times 1,40^2}{2} = 8,63 [KN.m]$$

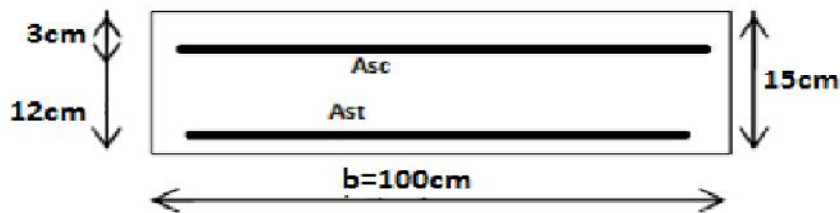
$$M_{gs} = g_s \times l = 2,40 \times 1,40 = 3,36 [KN.m]$$

D'où le moment total:

$$M_s = (M_{qs} + M_{gs}) = (8,63 + 3,36) = 11,99 [KN.m]$$

III.6.6) Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



- a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{16,71 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_u = 0,082 < \mu = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,082 \quad \beta = 0,957.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{16,71 \times 10^3}{0,957 \times 12 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2 \quad A_s = 4,18 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_s = 5HA12 = 5,65 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

- b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad A_r = 1,41 [\text{cm}^2].$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01[\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}.$

III.6.7) Vérifications à l'ELU :

a) Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié99) :

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

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,65 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1,45[\text{cm}^2].$$

$A_{min} = 1,45[\text{cm}^2] < A_s = 5,65[\text{cm}^2]$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle (A.5.1.211/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4[\text{Mpa}] \right\} = \min \{ 2,5[\text{Mpa}] ; 4[\text{Mpa}] \} = 2,5[\text{Mpa}].$$

(fissuration préjudiciable).

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = (12,42 \times 1,40) + 3,24 = 20,63\text{KN}.$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{20,63 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,172 [\text{Mpa}].$$

$\tau_u = 0,172[\text{Mpa}] < \bar{\tau}_u = 2,5[\text{Mpa}]$ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié99) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot U_i} \quad \bar{\tau}_{se}$$

U_i la somme des périmètres utiles des barres tendues .

Ψ_s Coefficient de scellement .

Ψ_s = 1 ronds lisses .

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Haute adhérence.}$$

$\bar{\tau}_{se}$ Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} Contrainte d'adhérence limite ultime.

Avec :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = (12,42 \times 1,40) + 3,24 = 20,63 \text{ KN.}$$

$$U_i = n \cdot \pi \cdot \phi \quad U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ [mm].}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [Mpa].}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{20,63 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,014 \text{ [Mpa].}$$

$$\tau_{se} = 1,014 \text{ [Mpa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [Mpa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement (A.6.1,221/BAEL91 modifié99) :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \bar{\tau}_u = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ [Mpa].}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ (cm)} \quad \Rightarrow l_s = 50 \text{ [cm].}$$

Soit la longueur hors du crochet égale à : $L_c = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$

e) Espacement des armatures (Art A.8.2,42/BAEL91 modifiée99) :

❖ **Armatures principales :**

$$S_t < \min[3h, 33 \text{ (cm)}] = 33 \text{ (cm)}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min[4h, 45 \text{ (cm)}] = 45 \text{ (cm)}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.8) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes (Art A.5.4.2/BAEL99 modifiée99) :

Dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_s = 11,99 [KN.m] \text{ et } A_u = 5,65 [cm^2].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \quad \rho_1 = 0,470$$

$$\rho_1 = 0,470 \quad \Rightarrow K_1 = 33,08 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,896.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{11,99 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 197,37 [Mpa]$$

$$\sigma_{st} = 197,37 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} 348 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [Mpa].$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{197,37}{33,88} = 5,82 (Mpa) \quad \sigma_{bc} = 5,50 [Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = 5,82 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche (Art B.6.5,2/BAEL91 modifier 99) :

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifié les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 \cdot M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \quad \frac{1}{16} = 0,062 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{5,65}{12 \times 100} = 0,0047 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 M_0} &= \frac{16,71}{15 \times 16,71} = 0,066 \\ \frac{h}{L} &= \frac{15}{140} = 0,107 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- ❖ Armatures principales : **5HA12**
- ❖ Armature de répartitions : **4HA8**

III-7) Etude de l'ascenseur :

III-7.1) Introduction :

Notre ouvrage comporte une seule cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de $(1,60 \times 1,60) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de (90KN).

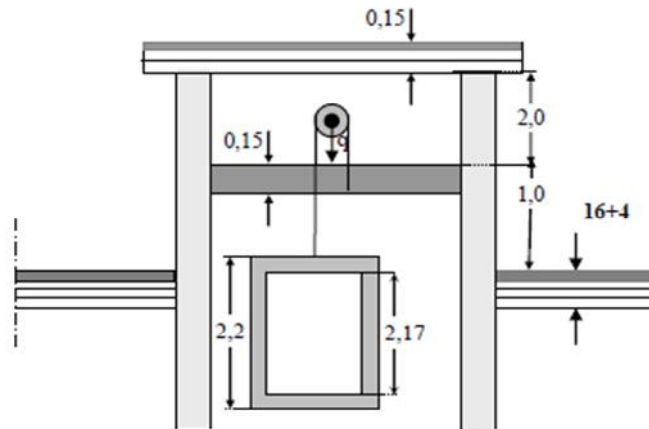


Fig III-7.1 : Cage d'ascenseur.

III-7.2) Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle pleine :

$$h_t = \frac{l_{max}}{30}$$

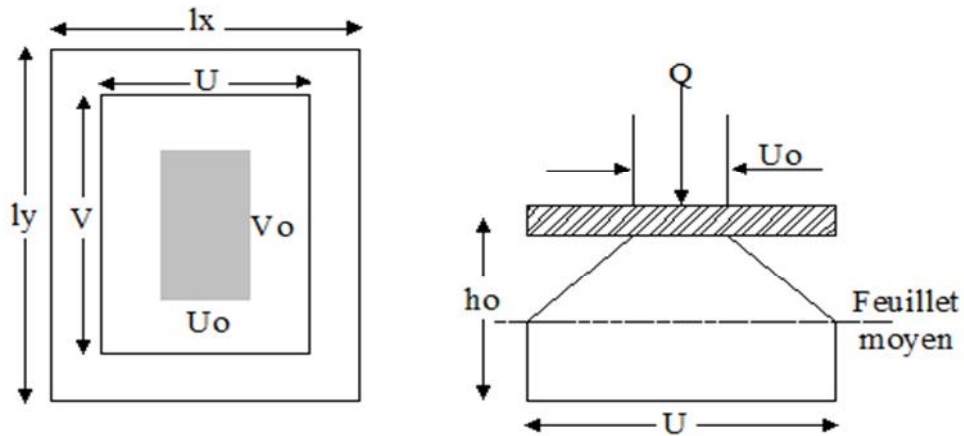
$$h_t = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ (cm)} = h_t = 5,33[\text{cm}]$$

Selon le RPA $h_t = 12\text{cm}$

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

III-7.3) Calcul des sollicitations à l'ELU :

La dalle repose sur 04 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



Avec :

$$L_x = L_y = 1,60 \text{ m,}$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \rho = \frac{1,60}{1,60} = 1 > 0,4 \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A. Moments dus au poids propre :

$$M_{ux} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la portée } l_x.$$

$$M_{uy} = \mu_y M_x \quad \text{Dans le sens de la portée } l_y.$$

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

$$\text{On a : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases} \quad \text{Et : } \quad \rho_x = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle pleine :

$$G = [(25 \times 0,15) + (22 \times 0,05)] \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ (KN/ml)}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ (KN/ml)}$$

$$M_{ux1} = 0,0368 \times 8,05 \times 1,60^2 = 0,758 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{uy1} = 1 \times 0,758 = 0,758 \text{ (KN.m)}$$

B. Moments dus à la charge localisée :

$$M_{ux} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{uy} = P(\nu M_1 + M_2)$$

M_1 et M_2 coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

$$U = U_o + \nu e + h$$

$$V = V_o + \nu e + h$$

Avec :

$U_o = V_o = 80\text{cm}$: coté du rectangle ou Q et concentrée.

ν : Coefficient dépend de la nature de revêtements ($\nu = 2$)

e : Epaisseur de la dalle ($e=15\text{cm}$)

D'où :

$$U = V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105(\text{cm})$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = \frac{105}{160} = 0,656$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,072 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,072$$

$$P_u = 1,35 \times P = (1,35 \times 90) \text{ml} = 121,5(\text{KN/ml})$$

$$M_{ux2} = 121,5 \times 0,072 = 8,748 (\text{KN.m})$$

$$M_{uy2} = 121,5 \times 0,072 = 8,748 (\text{KN.m})$$

C. Superposition des moments :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,758 + 8,748 = 9,506 (\text{KN.m})$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,758 + 8,748 = 9,506 (\text{KN.m})$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle on réduit les moments calculés sur appuis et en travée.

En travée :

$$M_{utx} = 0,85M_{ux} = 0,85 \times 9,506 = 8,10 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{uty} = 0,85M_{uy} = 0,85 \times 9,506 = 8,10 \text{ (KN.m)}$$

Sur appuis :

$$M_{uax} = -0,3M_{ux} = -0,3 \times 9,506 = -2,85 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{uay} = -0,3M_{uy} = -0,3 \times 9,506 = -2,85 \text{ (KN.m)}$$

III-7.4) Ferrailage à l'ELU:

A. Sens (x-x) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{utx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{8,10 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,034 \quad \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{utx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{8,10 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2 \quad A_s = 1,82 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_{tx} = 5HA8 = 2,51 [\text{cm}^2]$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{uax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{2,85 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,012 \quad \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{uax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{2,85 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0,63 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_{ax} = 5HA8 = 2,51 [\text{cm}^2]$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

B. Sens (y-y) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{utx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{8,10 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,034 \quad \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{utx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{8,10 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2 \quad A_s = 1,82 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_{ty} = 5HA8 = 2,51 [\text{cm}^2]$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{uax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{2,85 \times 10^3}{100 \times (13^2) \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,012 \quad \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{uax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{2,85 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad A_s = 0,63 [\text{cm}^2].$$

On adopte : $A_{ay} = 5HA8 = 2,51 [\text{cm}^2]$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

III-7.5) Vérifications à l'ELU :

a) Conditions de non fragilité (B.7.4/BAEL91modifié99) :

$$W_x = W_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

W_0 : Pourcentage minimal d'acier réglementaire

$W_0 = 0,8 ‰$ pour les aciers FeE400

$$W_x = 0,0008 \left(\frac{3-1}{2} \right) = 8 \cdot 10^{-4}$$

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de la section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \cdot h} \quad A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 8 \cdot 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,20 [cm^2]$$

$$A_t = A_t = 2,51 [cm^2] \quad A_{min} = 1,20 [cm^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre maximal des barres (A.7.2,1/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_{max} = \frac{h}{10}$$

$$\varnothing_{max} = \frac{150}{10} = 15mm$$

$$\varnothing_{max} = 8mm < 15mm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Espacement des barres (A.8.2,42/BAEL91modifié99) :

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

Direction principale :

$$S_t = \min\{2h, 25cm\} = \min\{30cm, 25cm\} = 25[cm]$$

$$S_t = 20cm < 25[cm] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Direction secondaire :

$$S_t = \min\{3h, 33cm\} = \min\{45cm, 33cm\} = 33[cm].$$

$$S_t = 20cm < 33[cm] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification au poinçonnement (A.5.2,42/BAEL91modifié99) :

$$Q_u \quad \bar{Q}_u = \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'air sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 \times 1,05) = 4,2m \quad \mu_c = 4,2m$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5(KN) \quad \bar{Q}_u = 472,5[KN] .$$

$$Q_u = 121,5 [KN] \quad \bar{Q}_u = 472,5[KN] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-7.6) Calcul à l'ELS :

A. Moments dus au poids propre :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 (KN/ml)$$

$$\rho_x = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ et } \nu = 0,2$$

$$M_{sx} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{sx1} = 0,0442 \times 5,85 \times 1,60^2 = 0,662(KN.m)$$

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx}$$

$$M_{sy1} = 1 \times 0,662 = 0,662 (KN.m)$$

B. Moments dus à la charge localisée :

$$M_{sx} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{sy} = P(\nu M_1 + M_2)$$

$$\rho_x = 1$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,072 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,072$$

$$P_s = P = 90 \times 1ml = 90(KN/ml)$$

$$M_{sx2} = 90 \times 0,072 = 6,48 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{sy2} = 90 \times 0,072 = 6,48 \text{ (KN.m)}$$

C. Superposition des moments :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,662 + 6,48 = 7,142 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,662 + 6,48 = 7,142 \text{ (KN.m)}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle on réduit les moments calculés sur appuis et en travée.

En travée :

$$M_{stx} = 0,85M_{sx} = 0,85 \times 7,142 = 6,10 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{sty} = 0,85M_{sy} = 0,85 \times 7,142 = 6,10 \text{ (KN.m)}$$

Sur appuis :

$$M_{sax} = -0,3M_{sx} = -0,3 \times 7,142 = -2,14 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{say} = -0,3M_{sy} = -0,3 \times 7,142 = -2,14 \text{ (KN.m)}$$

III-7.7) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche (Art B.7.5/BAEL91 modifier 99) :

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifié les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{20.M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b.d} \geq \frac{2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{2,51}{13 \times 100} = 0,0019 \\ \frac{2}{f_e} &= \frac{2}{400} = 0,005 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{20.M_0} &= \frac{8,10}{20 \times 9,506} = 0,042 \\ \frac{h}{L} &= \frac{15}{160} = 0,093 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes (Art A.5.4.2/BAEL99 modifiée99) :

En travée :

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$M_{st} = 6,10 \text{ [KN.m]} \text{ et } A_u = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \quad \rho_1 = 0,193$$

$$\rho_1 = 0,193 \quad \Rightarrow K_1 = 54,44 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,928 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{6,10 \times 10^3}{0,928 \times 13 \times 2,51} = 201,44 [Mpa]$$

$$\sigma_{st} = 201,44 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} 348 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,44}{54,44} = 3,70 (Mpa) \quad \sigma_{bc} = 3,70 [Mpa] .$$

$$\sigma_{bc} = 3,70 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$M_{sa} = 2,14 [KN \cdot m] \text{ et } A_u = 2,51 [cm^2] .$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \quad \rho_1 = 0,193$$

$$\rho_1 = 0,193 \quad \Rightarrow K_1 = 54,44 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,928 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{2,14 \times 10^3}{0,928 \times 13 \times 2,51} = 70,67 [Mpa]$$

$$\sigma_{st} = 70,67 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{st} 348 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [Mpa] .$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{70,67}{54,44} = 1,29 (Mpa) \quad \sigma_{bc} = 1,29 [Mpa] .$$

$$\sigma_{bc} = 1,29 [Mpa] \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 [Mpa] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- **Sens (X-X) et sens (Y-Y)**

Pour le lit inférieur : **5 HA8/ml** en travée et aux appuis avec un espacement de 20 cm.

Pour le lit supérieur : **5 HA8/ml** en travée et aux appuis avec un espacement de 20 cm .



Chapitre IV: Modélisation de la structure et vérification

IV) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ;

Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.1) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale, qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale, peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément

IV.2) Description générale du logiciel ROBOT v.23 :

Le logiciel *Auto desk Robot Structural Analysis* (nommé *Robot* dans le fichier d'aide entier) est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot* permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par *Robot* est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.3) Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

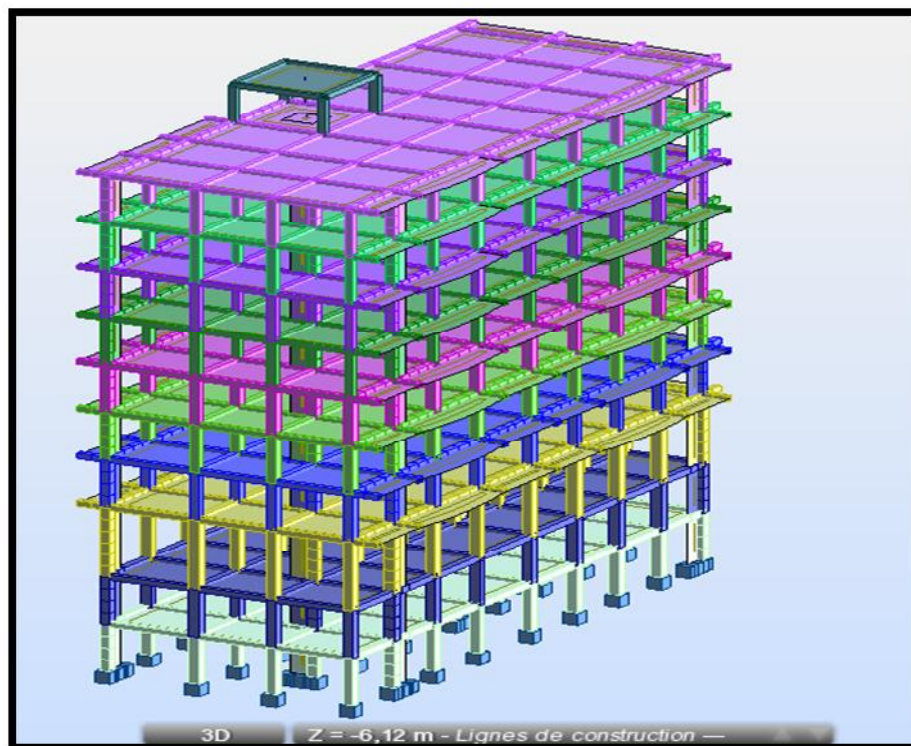
IV.3-1) Vue finale de la structure :

Figure (IV.1) : Model tridimensionnel

IV.3-2) Vérification de la structure :

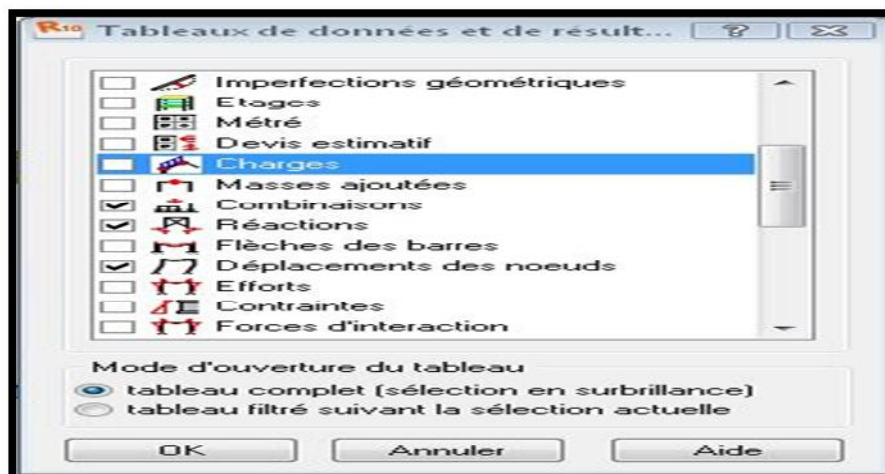
Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

**IV.3-3) Analyse de la structure :**

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

IV.3-4) Exploitation des résultats :

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme de tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».



IV.4) Vérification vis-à-vis des exigences du RPA :**IV.4-1) Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

1. Vérification de la participation modale.
2. Justification vis-à-vis des déplacements.
3. Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment
4. Vérification de l'excentricité.
5. L'effet du 2eme ordre (effet P- Δ).
6. Efforts normales au niveau des poteaux

IV.4-2) Choix de la méthode de calcul :

Le RPA nous propose trois méthodes de calcul :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.
3. 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 sur la hauteur n'est pas vérifiée :

$H=32,04\text{m} > 23\text{m}$ en zone (IIa).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas est la méthode statique équivalente.

IV.4-3) Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Tableau : Valeurs des masses modales :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,99	1,01	68,92	0,00	68,92	0,00
3/ 2	1,09	0,91	68,92	67,63	0,00	67,63
3/ 3	1,34	0,74	68,93	67,63	0,01	0,00
3/ 4	3,73	0,27	85,41	67,63	16,48	0,00
3/ 5	4,36	0,23	85,41	85,59	0,00	17,96
3/ 6	5,38	0,19	85,42	85,59	0,01	0,00
3/ 7	8,02	0,12	91,50	85,59	6,08	0,00
3/ 8	8,94	0,11	91,50	86,20	0,00	0,61
3/ 9	9,31	0,11	91,50	88,52	0,00	2,32
3/ 10	9,49	0,11	91,50	88,93	0,00	0,42
3/ 11	9,54	0,10	91,50	88,96	0,00	0,02
3/ 12	10,03	0,10	91,50	88,96	0,00	0,00
3/ 13	10,04	0,10	91,50	91,79	0,00	2,84

La valeur de la participation massique a atteint les 90% :
 Mode 7 dans le sens X et Mode 13 dans le sens Y.

La masse modale :

Mode(I) : UX=68.92 une translation suivent X

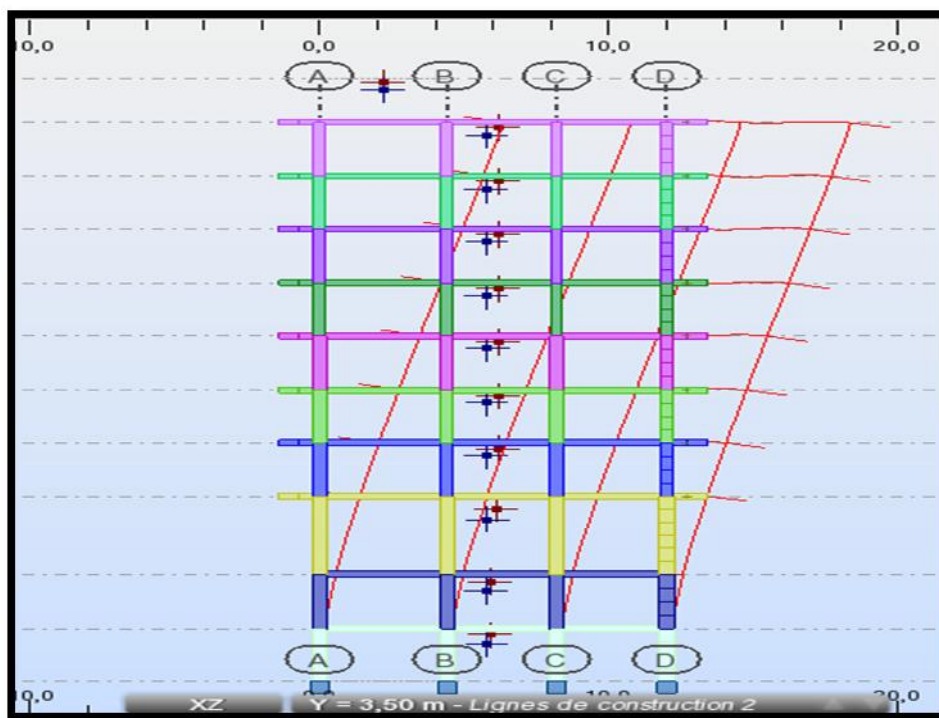


Fig IV.2 : Déplacement suivent X

Mode (II) : UY=67.63 une translation suivent Y

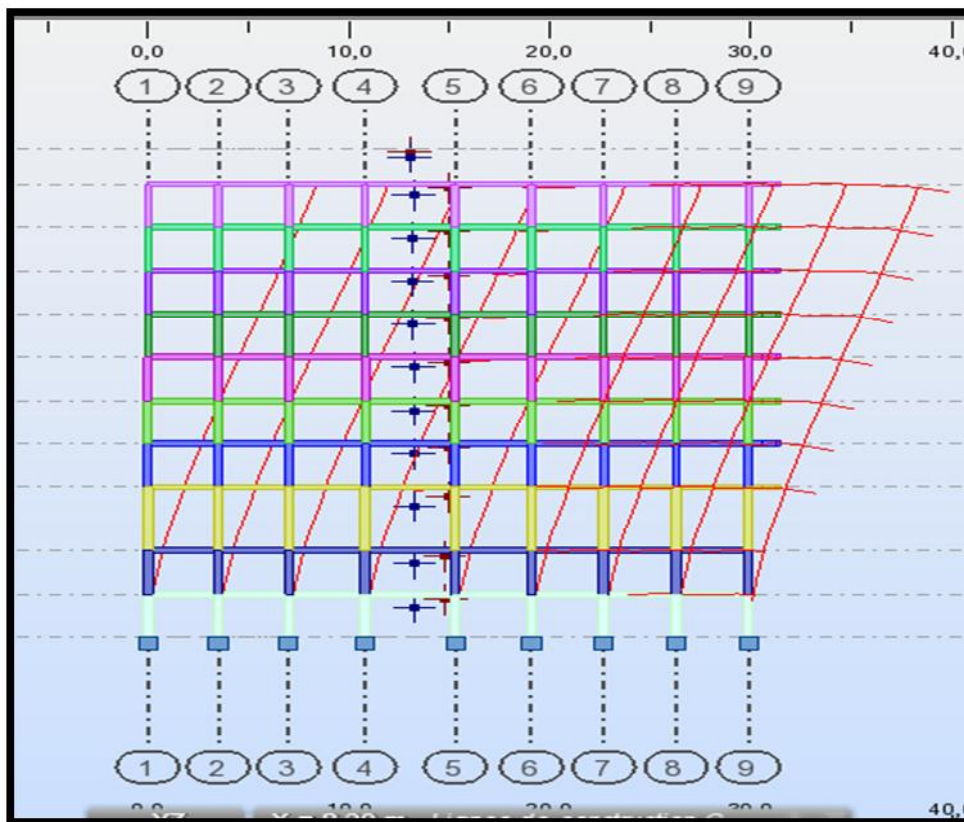


Fig IV.3 : Déplacement suivant Y

Mode (III) : $UX=0.01$ et $UY=0.00$

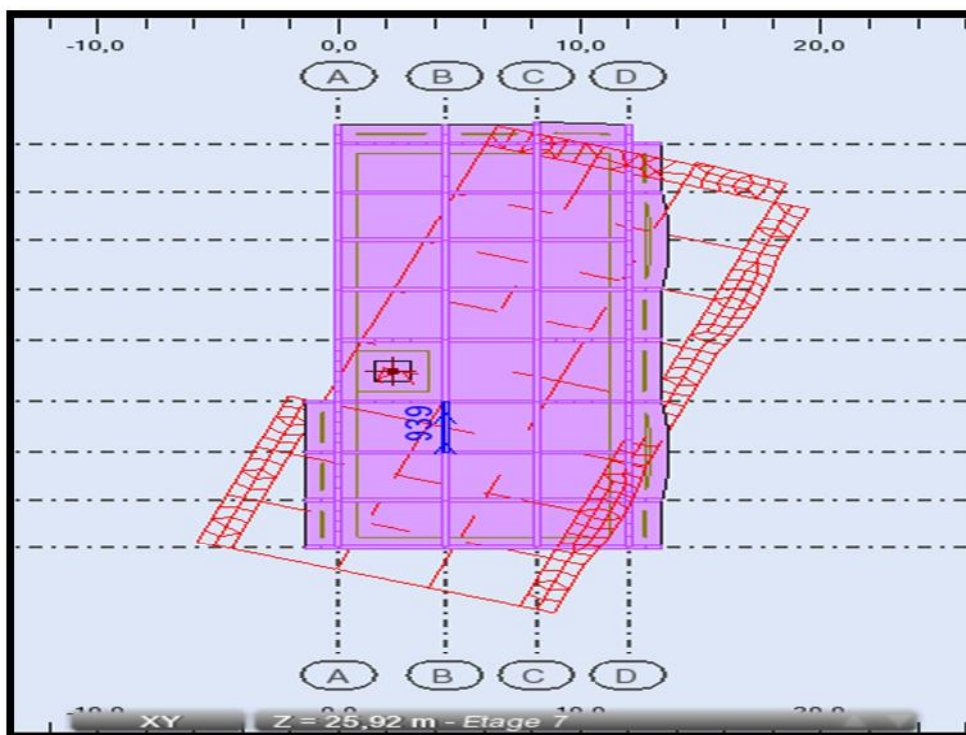


Fig IV.4 : Rotation suivant X ; Y

IV.4-4) Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (Art.4-3-6/RPA2003) :

Le RPA exige que :

V_{x-xx} donné par le logiciel doit être $\geq 80\%$ de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée

successivement dans deux directions horizontales orthogonale selon la formule : $V = \frac{A D Q W}{R}$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facture de qualité.

W : Poids total de la structure.

Dans notre cas on a :

1) Coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.15 \rightarrow$ Zone sismique (IIa) et groupe d'usage 2.

2) Calcul de facteur d'amplification dynamique (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5 & \dots\dots\dots 0 & T & T2 \\ 2.5 \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T2 & T & 3.0s \\ 2.5 \left(\frac{T2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots & T > 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

$T_2 = 0.40 \rightarrow$ Site ferme (S_2).

T = Période fondamentale de la structure calculée par la formule suivante : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

Avec :

C_T : Coefficient fonction de système de contreventement.

h_N : Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$T = 0.05 \times 32.04^{3/4} = 0.67s$

Alors :

$2.5 \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s$

: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$= \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad 0.7$

=10 : pourcentage d'amortissement critique donné par tableau 4.2

$$= \sqrt{7/(2+)} = 0.763$$

$$D = 2.5 \times 0.763 \times (0.40/0.67)^{2/3} = 1.35$$

3. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

$$R = 5$$

4. Facture de qualité (Q) :

Il est en fonction de :

La régularité en plan et en élévation.

La redondance en plan et la géométrie des éléments qui la constituent.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

P_p : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou pas donnée au tableau 4.4

Tableau IV.2) Valeurs des pénalités dans les deux sens :

Critère q	Pénalité P_q sens x-x	Pénalité P_q sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Sens X-X :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + 0.05 = 1.05$$

Sens Y-Y :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + 0.05 = 1.05$$

5. Poids total de la structure (W) :

Noeud/Cas/Mode	FZ [kN]
Cas	8 - POIDS
Mode	
Somme totale	43402,138
Somme réactions	43402,138
Somme efforts	-43402,138
Vérification	-0,000

$$V_x = V_y = \frac{A D Q W}{R} = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.05 \times 43402.138}{5} = 1845.675 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismique à la base sens X-X :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]
Cas	4 - EX
Mode CQC	
Somme totale	1647,914
Somme réactions	-1504,102
Somme efforts	1504,108
Vérification	0,007

$$V_{t(X-X)} = 1504,108 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismique à la base sens Y-Y :

Noeud/Cas/Mode	FY [kN]
Cas	5 - EY
Mode CQC	
Somme totale	-1727,330
Somme réactions	-1568,660
Somme efforts	1568,671
Vérification	0,011

$$V_{t(Y-Y)} = 1568,671 \text{ KN}$$

Vérification :

Sens X-X : $V_t = 1504,108 > 0.8 \times 1845.675 = 1476,54 \text{ KN}$

Sens Y-Y : $V_t = 1568,671 > 0.8 \times 1845.675 = 1476,54 \text{ KN}$

IV.4-5) Justification de système de contreventement :

Les efforts tranchant de chaque étage sont donnés par le logiciel Robo comme suit :

1. Sens X-X :

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	-1451,246	-395,958	-1055,288
4/ 2	-1399,005	-466,568	-932,437
4/ 3	-1446,840	-474,954	-971,886
4/ 4	-1206,937	-613,745	-593,192
4/ 5	-1090,943	-615,834	-475,109
4/ 6	-983,010	-655,770	-327,240
4/ 7	-855,247	-423,198	-432,049
4/ 8	-712,253	-351,739	-360,514
4/ 9	-559,475	-329,380	-230,095
4/ 10	-182,542	-363,351	180,809
4/ 11	-34,367	-34,367	0,0

2. Sens Y-Y :

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	-1602,576	-425,847	-1176,729
5/ 2	-1595,294	-550,738	-1044,556
5/ 3	-1657,906	-551,331	-1106,575
5/ 4	-1340,605	-662,247	-678,358
5/ 5	-1203,142	-653,496	-549,646
5/ 6	-1071,680	-669,897	-401,784
5/ 7	-891,916	-441,167	-450,749
5/ 8	-729,871	-391,506	-338,365
5/ 9	-555,415	-352,380	-203,036
5/ 10	-186,745	-358,789	172,045
5/ 11	-32,203	-32,203	0,0

Le pourcentage de l'effort repris par les portiques et les voiles sont résumés dans le tableau suivant :

1. Sous charges horizontales :

Effort total	F_X	9921.865	
	F_Y	10867.353	
Effort repris par les poteaux (KN)	F_X	4724.864	47%
	F_Y	5089.601	46%
Effort repris par les voiles (KN)	F_X	5558.619	56%
	F_Y	6121.843	56%

1. Sous charges verticales :

Effort total	N = 1573.063	
Effort normale poteaux (KN)	N = 1180.474	75%
Effort normale voiles (KN)	N = 392.589	24%

Conclusion :

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Les voiles de contreventement reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc on a un System de contreventement mixte.

IV.4-6) Les déplacements absolus et relatifs :

Robot permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

a) Déplacement absolu suivant l'action sismique EX:

	MAX UX [cm]	Noeud
Cas 4	EX	
SSOL 1	0,1	288
S SOL 2	0,2	388
RDC	0,6	398
Etage 1	0,8	477
Etage 2	1,1	491
Etage 3	1,3	505
Etage 4	1,6	412
Etage 5	1,8	429
Etage 6	2,0	445
Etage 7	2,2	461

b) Déplacement absolu suivant l'action sismique EY:

	MAX UY [cm]	Noeud
Cas 5	EY	
SSOL 1	0,1	321
S SOL 2	0,2	626
RDC	0,5	2593
Etage 1	0,7	2511
Etage 2	0,8	2429
Etage 3	1,0	2388
Etage 4	1,1	2675
Etage 5	1,3	2757
Etage 6	1,4	2839
Etage 7	1,5	2962
Etage 8	1,2	467

A) Déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA 99 (modifié 2003) comme suit : $k = R \ e_k$

Tel que :

e_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement =5

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$k = k - k-1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage afin d'éviter l'écrasement de la maçonnerie ou l'apparition de fissures dans cette dernière.

Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y

Niveaux	Max U_x (cm)	$\delta_k = R_x U_x$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Max U_y (cm)	$\delta_k = R_x U_y$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Hauteur de l'étage (cm)	1% de la hauteur (cm)	Condition
Etage 7	2.2	11	1	1.5	7.5	0.5	306	3.06	Vérifiée
Etage 6	2.0	10	1	1.4	7	0.5	306	3.06	Vérifiée
Etage 5	1.8	9	1	1.3	6.5	1	306	3.06	Vérifiée
Etage 4	1.6	8	1.5	1.1	5.5	0.5	306	3.06	Vérifiée
Etage 3	1.3	6.5	1	1.0	5	1	306	3.06	Vérifiée
Etage 2	1.1	5.5	1	0.8	4	0.5	306	3.06	Vérifiée
Etage 1	0.8	4	1	0.7	3.5	1	306	3.06	Vérifiée
RDC	0.6	3	2	0.5	2.5	1.5	450	4.50	Vérifiée
Sous sol 2	0.2	1	0.5	0.2	1	0.5	306	3.06	Vérifiée
Sous sol 1	0.1	0.5	0.5	0.1	0.5	0.5	306	3.06	Vérifiée

B) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = h_t / 500$$

f : La flèche admissible.

h_t : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de E_x :

$$\delta_{max} = 0,020m \quad f = h_t/500 = 32,04/500 = 0,064 m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sous l'action de E_y :

$$\delta_{max} = 0,015m \quad f = h_t/500 = 31,28/500 = 0,064 m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.4-7) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée.

La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

$$\theta_K = P_K \cdot \Delta k / V_K \cdot h_K$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_K = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δk: Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

h_k: Hauteur d'étage «k»

Si $\theta_K \leq 0.1$, l'effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 < \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Delta peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y		
NIVEAU	P (KN)	hk	Δk	Vk	\square_x	Δk	Vk	\square_y
Etage 7	4140.604	3.06	0.01	182.542	0.074	0.005	186.745	0.036
Etage 6	8051.952	3.06	0.01	559.475	0.047	0.005	555.415	0.023
Etage 5	12143.547	3.06	0.01	712.253	0.055	0.01	729.871	0.054
Etage 4	16226.159	3.06	0.015	855.247	0.093	0.005	891.916	0.029
Etage 3	20542.442	3.06	0.01	983.010	0.068	0.01	1071.680	0.062
Etage 2	24944.106	3.06	0.01	1090.943	0.074	0.005	1203.142	0.033
Etage 1	29347.675	3.06	0.01	1206.937	0.079	0.01	1340.605	0.071
R D C	33946.938	4.50	0.02	1446.840	0.015	0.015	1657.906	0.068
S/ S2	38584.865	3.06	0.005	1399.005	0.045	0.005	1595.294	0.039
S/ S1	43402.138	3.06	0.005	1451.246	0.048	0.005	1602.576	0.044

Tableau : récapitulatif de l'effet P-Δ

Conclusion :

\square_x 0.1 et \square_y 0.1, l'effet P-Delta peut être négligé.

IV.4-8) Vérification de L'effort Normal Reduit :

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques

B_c : aire (section brute) de cette dernière en [m]

f_{cj} : résistance caractéristique du béton

N_d [KN]=	1573.063	KN
a [m]=	0,50	m
b [m]=	0,45	m
f_{cj} [Mpa]=	25	Mpa

$$v = 0,279655644 < 0.3$$

condition
vérifiée

IV.4-9) L'excentricité :

L'excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont présentés dans le tableau suivant :

Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	e_{x0} [m]	e_{y0} [m]	e_{x1} [m]	e_{y1} [m]
SSOL 1	5,58 14,54 -3,97	5,80 13,28 -3,97	0,22	1,26	0,60	1,50
S SOL 2	5,58 14,54 -0,91	5,80 13,28 -0,91	0,22	1,26	0,60	1,50
RDC	5,93 14,81 3,17	5,80 13,28 3,17	0,13	1,52	0,76	1,58
Etage 1	6,03 14,90 6,85	5,79 13,24 6,85	0,24	1,67	0,76	1,58
Etage 2	6,03 14,90 9,91	5,79 13,24 9,91	0,24	1,67	0,76	1,58
Etage 3	6,03 14,90 12,97	5,79 13,24 12,97	0,24	1,67	0,76	1,58
Etage 4	6,00 14,87 15,99	5,78 13,20 15,99	0,22	1,67	0,76	1,58
Etage 5	6,00 14,87 19,05	5,78 13,20 19,05	0,22	1,67	0,76	1,58
Etage 6	6,00 14,87 22,11	5,78 13,20 22,11	0,22	1,67	0,76	1,58
Etage 7	6,17 14,95 25,19	5,78 13,25 25,19	0,39	1,70	0,76	1,58

L'excentricités accidentelles (e_{x1} ; e_{y1}) :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0.05 L$.
L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

a partir de tableau nous avons suivant le sens x-x et y-y :

$$e_{x0} \quad 5\%L_x = e_{x1} \quad \text{et} \quad e_{y0} \quad 5\%L_y = e_{y1}$$

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 le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments



Chapitre V: Ferrailages des poteaux

V-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{max} - M_{corr}$).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{min} - M_{corr}$).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ($M_{max} - N_{corr}$).

Remarque : En calcul le ferrailage des poteaux suivant le sens y le plus défavorable.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

❖ **Combinaisons de calcul :**

➤ **RPA 99/modifiée 2003:**

$G + Q + E$

$0,8G + E$

➤ **BAEL 91/ modifiée 99 :**

ELU : $1,35G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

V-2) : Recommandation du RPA 2003:

a) Les armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérence, droites et sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimale sera de : **0,80 % x bxh** en Zone II_a

Le pourcentage maximal en zone courante sera de : **3 %bxh** en zone II_a

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : **6 %bxh** en zone II_a

Les résultats dans le tableau au dessous:

	$A_{min} = 0.8\%bh(\text{cm}^2)$	$A_{min} = 3\%bh(\text{cm}^2)$	$A_{min} = 6\%bh(\text{cm}^2)$
pot(50*45) rdc+2 sous sols	18	67.5	135
Pot(45*40) 1/3	14.4	54	108
Pot(40*35) 4/7	11.2	42	84

Le diamètre minimum est de $\Phi 12$.

La longueur de recouvrement minimal est de $L_R=40\emptyset$ (zone II_a).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas

Dépasser : $L = 25\text{cm}$ (zone II_a).

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

V-3) Calcul des armatures à l'ELU :

a)Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

-le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression , et la condition suivantes est vérifiée :

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 c] bh^2 f_{bc} .$$

❖ **Détermination des armatures :**

-Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u . g$$

- Avec : N_u : effort de compression .

M_f : moment fictif .

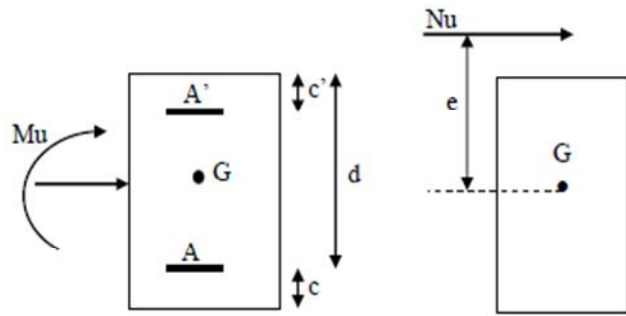
$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 \text{ situaon dir abl e .} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ situaon acci dent d le .} \end{cases}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée. (A'=0) .}$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



- Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

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

Si $\mu < \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' > 0$).

- Armatures en flexion simple :

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 f_{bc}$$

$$M = M_f - M_r$$

Mr: moment ultime pour une section simplement armée. Les section d'acier réelle seront :

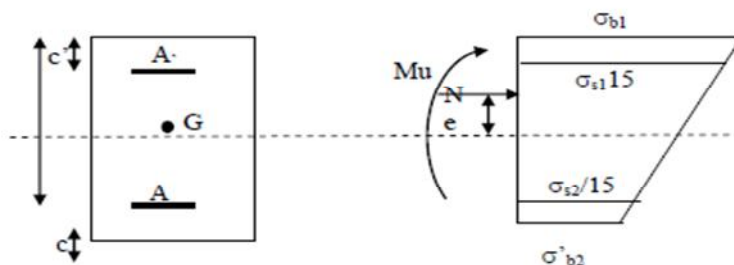
$$A = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimé (S.P.C):



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression
- La condition suivante est vérifiée :
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0,377 h - 0,81 \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc}$
C noyau central SEC.

❖ Détermination des armatures :

- 1^{er} Cas : $N_u(d-c') - M_f > \left(0,5 - \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$$A'_s = \frac{M_f(d-0,5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- 2^{eme} cas : $N_u (d-c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée.

$$A_s = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

❖ Comparaison entre la méthode de calcul manuel

a) Exemple de calcul manuel :

- **Poteaux (50x45) :**

$$M_{\max} = 225.24 \text{ (KN.m)} \longrightarrow N_{\text{cor}} = -163.828 \text{ (KN)} \text{ (effort de compression).}$$

Situation accidentelle : $f_{bu} = 21.74 \text{ (Mpa)}$.

$$f_s = 400 \text{ (Mpa)}.$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{225.24}{163.828} = 1.37 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.25 \text{ m} \quad \text{section partiellement comprimée.}$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = N_u \cdot g$$

$$M_f = 225.24 + 163.828 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.020 \right) = 262.92 \text{ (KN.m)}.$$

$$N_u (d - c') - M_f \left(0.037 - 0.81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$163.828(0.48 - 0.02) - 262.92 \left[0.037 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.5} \right] \cdot [0.40 \times 0.5^2 \times 21.74 \cdot 10^3]$$

$$-187.55 < 10 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{262.92 \times 10^6}{400 \times (480)^2 \times 21.74} = 0.13 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{S.S.A}) \quad = 0.930$$

-**Donc les armatures fictives sont :**

$$A_{\text{stf}} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \left(\frac{262.92 \times 10^6}{0.930 \times 48 \times 400 \times 10^3} \right) \times 10^{-2} = 1.47 \text{ cm}^2 .$$

-**Les armatures réelles :**

$$A_{\text{st}} = A_{\text{stf}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1.47 - \left(\frac{163.828}{400 \times 10^3} \right) \times 10^{-2} = 1.46 \text{ cm}^2.$$

V.4) : Calcul des armatures longitudinales:

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide de l'Excel, On utilise les efforts internes max donnés par le logiciel **ROBOT** pour tous les poteaux

Zone	section	solicitation	N	M	e	Obs	As	$A_{min}=(b*h)$	Choix armatures	A(adoptée)
			(Kn)	(Kn.m)	(m)		(cm ²)	(m ²)		(cm ²)
1	50*45	ELU	3995,545	139,46	0,0349	SEC	12,80	0,225	6HA20+2HA16	22,859
		G+Q+EY	40,023	51,44	1,2853	SPC	0,00	0,225		
		G+Q+EX	2565,925	201,31	0,0785	SPC	8,29	0,225		
2	45*40	ELU	2326,542	217,92	0,0937	SEC	(0)	0,18	6 HA16+4 HA 14	18,212
		G+Q+EY	6,513	25,49	3,9137	SPC	0,00	0,18		
		G+Q+EX	1231,395	213,21	0,1731	SPC	5,56	0,18		
3	40*35	ELU	1084,611	120,35	0,1110	SPC	1,08	0,14	4 HA16+4 HA 14	14,1928
		G+Q-EY	1,003	56,04	55,8724	SPC	3,76	0,14		
		ELU	112,352	156,25	1,3907	SPC	11,98	0,14		

V.5) Vérifications à l'ELU :**• Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

- $l_0=4.50\text{m}$: pour le RDC et sous-sols $L_f = 0.707 \times 4.5 = 3.18\text{m}$.
- $l_0=3.06\text{m}$: pour étages courants $L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.16\text{m}$.

• Diamètre des armatures transversales :

$$s_t = \frac{l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} . \quad \text{Soit : } s_t = 8(\text{mm}).$$

s_t Diamètre maximum des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

L'espacement des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min \{15\phi_1^{\min}, 40\text{cm}, (a+10) \text{ cm}\} \quad S_t \leq \min \{15 \times 1.4; 40\text{cm}; 45+10\}$$

$$S_t \leq 21(\text{cm}) .$$

Avec

a : la petite dimension du poteau .

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

Nous optons des cadres de $A_t=2.01 \text{ (cm}^2)=4\text{HA}8$.

Espacement maximal des armatures transversales (Art .7.4.2.RPA2003) :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Zone nodale :** $S_t = \min[10 \phi_1^{\min}, 15(\text{cm})]$ $S_t = \min[14(\text{cm}), 15(\text{cm})]$.

$$S_t = 10 \text{ cm} .$$

- **Zone courante :** $S_t = [15 \frac{m}{l}^{min}] = [15 \times 1,4] = 21 \text{ cm.}$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art .7.4.2.2/RPA99) :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- Si : $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$
- Si : $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.8 \% S_t \times b_1$
- Si : $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 minimums.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants >12mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Avec :

b₁ : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Avec :

l_f longueur de flambement du poteau.

l₀ : Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

- **Poteaux (50x45) :** l₀=4,5(m) et $V_u = 160.920kn.$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,707 \times 4,5}{0,45} = 7.07 > 5$$

- **Zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 160.920}{0.5 \times 400} \right) \times (0.1) \times 10 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$g \quad 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1.$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 . \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 160.920}{0.5 \times 400} \right) \times 0.1 \times 15 = 3.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2. \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (45x40):**

$$l_0 = 3,06(\text{m}) \quad \text{et} \quad V_u = 139.699 \text{ kn.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5.4 > 5.$$

• **Zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 139.699}{0.45 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 1.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 1.94 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 139.699}{0.45 \times 400} \right) \times 0.1 \times 15 = 2.91 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < 2.91 \text{ cm}^2. \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (40x35):**

$$l_0 = 3,06(\text{m}) \quad \text{et} \quad V_u = 90.311 \text{ kn.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6.18 > 5.$$

• **Zone nodale**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 90.311}{0.40 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 1.41 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{2.5 \times 90.31}{0.40 \times 400} \right) \times 0.1 \times 15 = 2.11 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.11 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Délimitation de la zone nodale : (Art7.4.2.1/RPA99) :**

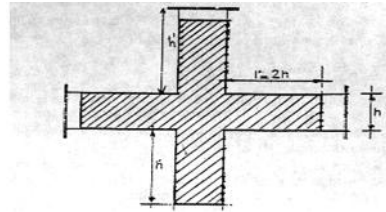
Au niveau des poteaux : $h' = 2xh$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right).$$

Avec:

h_e : hauteur entre nus des poutres

h_1 et b_1 : dimensions du poteau



-Poteaux (50x45) :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm})\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{450-40}{6}; 50; 45; 60\right) = \max(68,33; 45; 50; 60) = 68,33(\text{cm}) \longrightarrow h' = 70(\text{cm}) .$$

-Poteaux (45x40) :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{306-40}{6}; 40; 45; 60\right) = \max(44,33; 40; 45; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60 \text{ cm} .$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40\Phi$

-Pour les HA14 :

$$\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 60 (\text{cm}) .$$

-Pour les HA16 :

$$\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 70 (\text{cm}) .$$

❖ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2/RPA99) :**

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$g \geq 5 \quad \rho_b = 0.075 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ mpa} .$$

$$g < 5 \quad \rho_b = 0.04 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd}$$

-Poteaux (50x45) : $V_u = 160.920 \text{ kn}$.

$$\tau_b = \frac{160.920 \times 10^3}{450 \times 480} = 0.745 \text{ mpa} .$$

$$\tau_b = 0.745 \text{ mpa} \quad \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ mpa} . \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Poteaux (45x40) : $V_u = 139.699 \text{ kn}$.

$$\tau_b = \frac{139.699 \times 10^3}{400 \times 430} = 0.812 \text{ mpa}$$

$\tau_b = 0.812 \text{ mpa}$ $\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ mpa}$ condition vérifiée.

-Poteaux (40x35) : $V_u = 90.311 \text{ kn}$

$$\tau_b = \frac{90.311 \times 10^3}{350 \times 380} = 0.679 \text{ mpa} .$$

$\tau_b = 0.679 \text{ mpa}$ $\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ mpa}$ condition vérifiée.

❖ **Conclusion** : les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V.6) Vérification à l'ELS :

• **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL99) :**

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

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Zone	Section	sollicitation	combinaison	N	M	Es	fe	A _{min}	A _a	obs
I	(50*45)	N _{max} -M _{cor}	ELS	2837.041	-98.14	0,035	400	8,15	22.85	cv
		N _{min} -M _{cor}		-1681.36	-103.19	0,061	400	16,71	22.85	cv
		M _{max} -N _{cor}		-152.63	1653.958	10,836	400	2,31	22.85	cv
II	(45*40)	N _{max} -M _{cor}	ELS	1653.958	-152.69	0,092	400	0,00	18.21	cv
		N _{min} -M _{cor}		-442.487	-36.35	0,082	400	0,00	18.21	cv
		M _{max} -N _{cor}		-152.69	1653.958	10,832	400	1,82	18.21	cv
III	(40*35)	N _{max} -M _{cor}	ELS	771.225	-84.04	0,109	400	0,00	14.19	cv
		N _{min} -M _{cor}		-215.987	-30.19	0,140	400	0,00	14.19	cv
		M _{max} -N _{cor}		110.49	82.904	0,750	400	1,22	14.19	cv

Tableaux : vérification de la condition de non fragilité.

❖ **Vérification des contraintes :**

a) Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [\text{Mpa}] .$$

Nous avons deux cas à vérifier , en flexion composé et à l'ELS :

• Si $\frac{M_s}{N_s} \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée .

- Si $\frac{M_s}{N_s} \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée .

❖ **Vérification des contraintes :**

La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A').$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot C' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - C)^2 + A'(V_2 - C')^2]$$

- Avec :

V_2 Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

I_0 Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

a) section entièrement comprimée (S.E.C) :

- **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\frac{1}{b} = \frac{N}{B_0} + M_s \frac{V_1}{I_0} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ mpa .}$$

$$\frac{2}{b} = \frac{N}{B_0} + M_s \frac{V_2}{I_0} \quad \bar{\sigma}_{bc}$$

b) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_s < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_s) \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ mpa .}$$

Avec :

$$S = \frac{b}{2} \cdot y_s + 15[A'(y_s - c') - A(d - y_s)]$$

$$y_s = y_c + c \quad ; \quad K = \frac{N_s}{S}$$

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{d}{2} \right) \quad ; \quad c = d - e_a$$

y_c : Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + P \cdot y_c + q = 0$$

$$P = -3c^3 - \frac{90A'}{b} (c - c') + \frac{90A}{B} (d - c)^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c - c') + \frac{90A}{B} (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{eme} degré est :

$$= q^2 + \frac{4.P^3}{27}$$

$$\text{Si : } < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos p = \frac{3.q}{2.P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \\ P = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \end{cases}$$

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux valeurs admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

ZONE	SECTION	N(kn)	M(kn.m)	σ_{ss} (mpa)	σ_{si} (mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (mpa)	σ_{ss} (mpa)	σ_{bi} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	Obs
I	(50*45)	3995,545	139,46	21,2	20,4	348	1,42	1,35	15	CV
		40,023	51,44	87,1	86,9	348	5,81	5,79	15	CV
		2565,925	201,31	87,4	86,9	348	5,9	3,77	15	CV
II	(45*40)	2326,542	217,92	15,7	14,8	348	1,05	0,99	15	CV
		6,513	25,49	93,7	63,5	348	6,33	4,14	15	CV
		1231,395	213,21	79	40,2	348	5,38	2,57	15	CV
III	(40*35)	1084,611	120,35	8,45	7,72	348	0,57	0,51	15	CV
		1,003	56,04	83,8	40,2	348	5,73	2,54	15	CV
		112,352	156,25	67,2	13,4	348	4,66	0,72	15	CV

Tableaux: vérifications des contraintes.



Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI-1) Introduction :

Les poutres sont ferraillées à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35 G+1,5 Qà l'ELU.
- G + Q à l'ELS.
- G + Q ± E RPA 99 révisé 2003.
- 0,8 G ± ERPA 99 révisé 2003.

VI-2) Recommandation de RPA:

➤ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4 %** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **II_a**.

Les résultats dans le tableau ci-dessous :

	$A_{min} = 0.5\%bh$	$A_{min} = 4\%bh$	$A_{min} = 6\%bh$
PP(40*35) RDC+2 Sous sols +Etages 1/3	7	56	84
PP(35*30) 4/7	5.25	42	63
PS (35*30) RDC+2 Sous sols+ Etages 1/3	5.25	42	63
PS (30*25) 4/7	3.75	30	45

Tableau VI.1 : le pourcentage min et max des aciers longitudinaux

➤ Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
 $S_t^{max} \min(\frac{h}{4}, 12)$ En zone nodale.
Avec : Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

VI-3) Les efforts internes dans les poutres

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

• Poutre principales (40*35) et (35*30)

Tableau : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.

	Section	Zone	Moment(KN)		Effort		combinaison	Situation
travée	40*35	ZoneI	M_{Ut}	87.5	N_{Ut}	125.235	G+Q+EY	ACC
	35*30	zoneII	M_{Ut}	54.02	N_{Ut}	108.776	G+Q+EY	ACC
appuis	40*35	ZoneI	M_{Ua}	160.68	N_{Ua}	125.235	G+Q+EY	ACC
	35*30	zoneII	M_{Ua}	119.38	N_{Ua}	108.776	ELU	Courante

Tableau VI.2 : Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales

▪ Poutre secondaires (35*30) et (30*25)

	Section	Zone	Moment(KN)		Effort		combinaison	Situation
travée	35*30	ZoneI	M_{Ut}	69.16	N_{Ut}	77.34	G+Q+EX	ACC
	30*25	zoneII	M_{Ut}	46.27	N_{Ut}	59.506	ELU	Courante
appuis	35*30	ZoneI	M_{Ua}	89.49	N_{Ua}	77.34	ELU	Courante
	30*25	zoneII	M_{Ua}	79.21	N_{Ua}	59.506	ELU	Courante

Tableaux VI.3: Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires

VI-4) Etape de calcul

a) Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

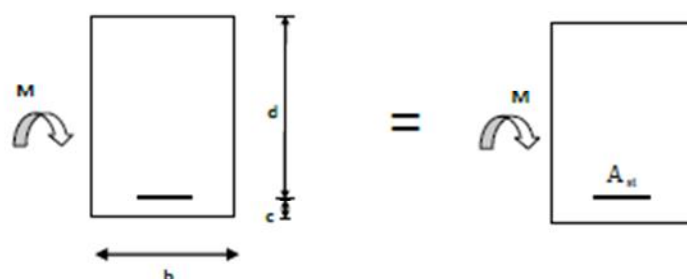
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

1^{er} cas : section simplement armée :

$$\mu < \mu_l = 0,392 \quad \text{Pour les aciers FeE400.}$$

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$



Avec :

M : moment de flexion à l'ELU.

h: hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

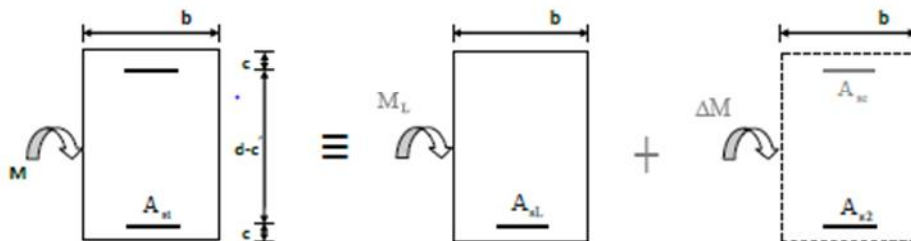
d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

A_{st} : section d'armatures tendues.

2^{ème} cas : section doublement armée : $\mu > \mu_1 = 0,392$

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections.



On calcul :

$$M_L = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$M = M - M_L$$

Avec : $M = 40 \% \cdot M_u$

$$A_{sl} = \frac{M_L}{(d-c')\sigma_{st}}$$

$$A_{s1} = \frac{M}{(d-c')\sigma'_{st}}$$

$$A_{s2} = \frac{M}{(d-c')\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2}$$

Avec: $\sigma'_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Remarque : le ferraillage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE 1 : 2 sous sol + RDC + 3^{ème} étage

ZONE 2 : du 4^{ème} au 7^{ème} étage.

VI -5) Ferraillage des poutres :

a-Ferraillage des poutres principales :

Zone I (40*35) et Zone II (35*30)

Travée	Zone	M _u (KN.m)	μ	obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix d'armatures
Travée	Zone I	87.5	0.0061	SSA	0,997	5.77	7	8.03	4HA16
	Zone II	54.02	0.0767	SSA	0,960	4.26	5.25	6.03	3HA16
Appuis	Zone I	160.68	0.1505	SSA	0,918	11.52	7	12.06	6HA16
	Zone II	119.38	0.1695	SSA	0,907	9.98	5.25	10.05	5HA16

Tableau VI.4 : Ferraillage des poutres principales

b-Ferraillage des poutres secondaires :

Zone I (35*30) et Zone II (30*25)

Travée	Zone	M _u (KN.m)	μ	obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix d'armatures
Travée	Zone I	69.16	0.0061	SSA	0,997	5.26	5.25	6.88	3HA14+2HA12
	Zone II	46.27	0.1065	SSA	0,944	4.38	3.75	6.88	3HA14+2HA12
Appuis	Zone I	89.49	0.1271	SSA	0,932	7.28	5.25	8.01	3HA14+3HA12
	Zone II	79.21	0.1822	SSA	0,899	7.87	3.75	8.01	3HA14+3HA12

Tableau VI.5: Ferraillage des poutres secondaires.

V-6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL 91) :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{ZONE I} \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad (\text{poutres principales}). \\ A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad (\text{poutres secondaires}). \end{array} \right.$$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

$$\text{ZONE II} \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad (\text{poutres principales}). \\ A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad (\text{poutres secondaires}). \end{array} \right.$$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \quad \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{t28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{ (BAEL 91 .art A.5.1.32)}$$

• **Poutres principales :**

$$T_u = 125.235 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,35 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 798 \text{ kn.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$T_u = 77.344 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ kn.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis :

▪ **Contrainte d'adhérence :**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\sigma_{su} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} \quad \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \sigma_s \cdot f_{t28} = 2,1 \times 1,5 = 3,15 \text{ (MPa)}. \quad (\sigma_s = 1,5 \text{ Coefficient de scellement}).$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte limite d'adhérence des barres.

$$U_i = n \cdot \pi. \quad (\text{périmètre des aciers}).$$

➤ **Pour les poutres principales :**

$$\Sigma U_i = 3,14(6 \times 1,6) = 30.14 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = \frac{125.235 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 301.4} = 1.21 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ mpa.}$$

➤ **Pour les poutres secondaires :**

$$U_i = 3,14 \times (1,4 \times 3 + 1,2 \times 3) = 24,49 \text{ mpa} .$$

$$\tau_s = \frac{77,344 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,9} = 1,06 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ mpa}.$$

d) Ancrage des aciers :

▪ Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \frac{2}{s} \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ mpa} .$$

▪ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérant au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_e} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_e = 0,6 \cdot \frac{2}{s} \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ mpa}.$$

$$\text{❖ Pour } 12 \quad L_s = 42,33 \text{ cm}.$$

$$\text{❖ Pour } 16 \quad L_s = 56,43 \text{ cm}.$$

$$\text{❖ Pour } 14 \quad L_s = 49,38 \text{ cm} .$$

Les règles du (**Art .A.6.1.2/BAEL91modifiées 99, CBA93**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers HA.

$$\text{❖ Pour } 12 \quad L_a = 16,93 \text{ cm}.$$

$$\text{❖ Pour } 16 \quad L_a = 22,57 \text{ cm}.$$

$$\text{❖ Pour } 14 \quad L_a = 19,75 \text{ cm}.$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ mpa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}.$$

▪ Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{125,235 \cdot 10^3}{350 \times 380} = 0,94 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{77.344 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.78 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

- Poutres principales :

D'après le **BAEL91.Art .A.7.2.2)** le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi \right\} = \min\{35; 11.42; 16\}$$

ϕ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 8 \text{ [mm]}$.

La section des armatures transversales.

On choisira un cadre et un étrier : $A_{t'} = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Calcul des espacements :

- Zone nodale (appui) : $S_t = \min\left\{\frac{h}{4}, 12 \phi_t, 30\text{cm}\right\}$

$$S_t = \min\{10; 19.2, 30\text{cm}\}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$.

- Zone courante (travée) : $S'_t = \frac{h}{2}$ donc : $S'_t = 20 \text{ cm}$.

Soit : $S'_t = 15 \text{ cm}$.

- Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h: hauteur de la poutre.

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm pour les poutres longitudinales et transversales.}$$

g) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 8 \times 35 = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres principales.}$$

$A_t = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_t^{\text{min}} = 0,72 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

VI-6) Vérification à l’ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d’ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- **Etat limite d’ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n’est pas nécessaire.

▪ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \quad 0,6 f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa.} \quad \text{Avec : } K=1/K_1$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l’ELU)

σ_s : La contrainte dans l’acier.

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} \quad \sigma_{bc} = K \times \sigma_s ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Les résultats des vérifications à l’ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	zones	Section	M_s (kn.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (mpa)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	obs
En travée	I	(40*35)	87.5	8.03	0.811	0.869	29.23	329.897	11.285	15	C.V
Aux appuis	II	(35*30)	54.02	6.03	0.609	0.884	29.24	306.829	10.491	15	C.V
En travée	I	(40*35)	160.68	12.06	1.218	0.837	29.20	418.441	14.33	15	C.V
Aux appuis	II	(35*30)	119.38	10.05	1.015	0.853	29.21	421.73	14.435	15	C.V

Tableau VI.6 : vérification du ferrailage des poutres principales en travée et aux appuis.

	zones	Section	M _s (kn.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (mpa)	σ _{bc} (mpa)	σ̄ _{bc} (mpa)	obs
En travée	I	(35*30)	69.16	6.88	0.695	0.878	29.24	346.881	11.863	15	C.V
Aux appuis	II	(30*25)	46.27	6.88	0.695	0.878	29.24	273.515	9.354	15	C.V
En travée	I	(35*30)	89.49	8.01	0.809	0.869	29.23	389.421	13.322	15	C.V
Aux appuis	II	(30*25)	79.21	8.01	0.809	0.869	29.23	406.238	13.897	15	C.V

Tableau VI.7: vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée et aux appuis.

Conclusion : la contrainte admissible est vérifiée.

▪ **Etat limite de déformation de la flèche :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « *f* », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « *f* ».

▪ **Valeurs limites de la flèche (Art B.6.5,3/BAEL91 modifiée 99) :**

Pour : $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f = \frac{L}{500}$

Pour : $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

Avec : *L* : la portée mesurée entre nus d'appuis.

❖ **Sens xx :** $f = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$.

La flèche lue par ROBOT est : $f = 0,003 \text{ cm} < f = 0,88 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Sens yy :** $f = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$

La flèche lue par ROBOT est : $f = 0,003 \text{ cm} < f = 1,515 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Conclusion :** La flèche est vérifiée.

A decorative border with scrollwork and a central banner. The banner is a wavy, grey gradient shape containing the chapter title.

Chapitre VII: Ferrailage des voiles

VII.1) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux charges d'exploitation (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**). Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en deux zones de calcul :

- Zone I : Sous-sol, RDC.
- Zone II : 1/3.
- Zone III : 4/7.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Selon le RPA 2003

$$G + Q \quad E$$

$$0.8G \pm E$$

VII.2) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VII.3) Exposer de la méthode

Le ferraillage des voiles se fait pour une bande de largeur d , les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (**N**) et (**M**)

VII.4) Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes est déterminé à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d = \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}LC\right)$

he: Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

LC : La longueur de la zone comprimée : $LC = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

LT : La longueur de la zone tendue : $LT = L - LC$

$$\sigma_1 = (l_t - d) \frac{|\sigma_{max}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**),
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**),
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I** : 2 sous sols+ RDC ;
- **Zone II** : 1/3 ;
- **Zone III**: 4/7.

1. Section entièrement comprimée (sec)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

e : Epaisseur du voile.

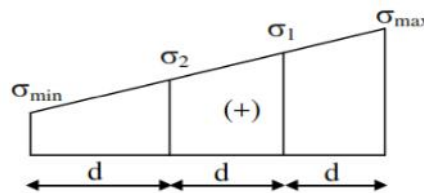


Figure VII.1. Section entièrement comprimée.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à : $A_{vi} = \frac{\sigma_1 - Bx fbc}{\sigma_s}$ Avec :

B : Section du tronçon considéré, $fbc = 14.2 \text{ Mpa}$ situation courante, $fbc = 21.74 \text{ Mpa}$ situation accidentelle.

σs = 348 MPa Situation Courante,

σs = 400 MPa Situation Accidentelle.

2. Section entièrement tendue (set)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

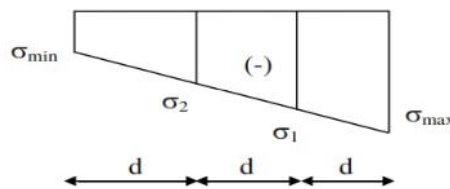


Figure VII.2. Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue $A_{vi} = \frac{N_1}{\sigma_s}$

2. Section partiellement comprimée (spc)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

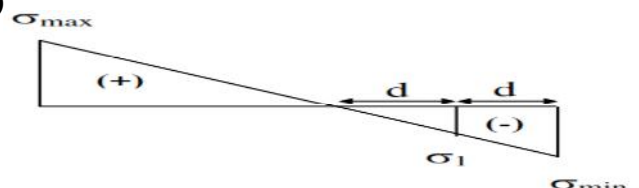


Figure VII.3. Section partiellement comprimée.

- **Armatures verticales** : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

- **Armatures minimales** : $A_{min} = \max \left(0,23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e}, 0,005B \right)$

Avec : **B** : section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10** et disposées de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$AH \geq 0,15\% B$ globalement dans la section du voile } **Art 7. 7. 4. 3 RPA 99/Version 2003.**

$AH \geq 0,15\% B$ en zone courante

$AH \geq \frac{A_v}{4}$ } BAEL 91 Modifiée 99 Avec : **AV** Section d'armatures verticales.

B Section du béton

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

- **Les potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

- **Ferraillage minimal :**

$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ **BAEL 91 Modifié 99.**

$A_{min} = 0,2\% B$ **RPA 99/ Version 2003.**

VII.4) Disposition constructives

1. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} St & 1,5 \times e \\ St & 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version2003.}$$

e : Épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 20 cm.

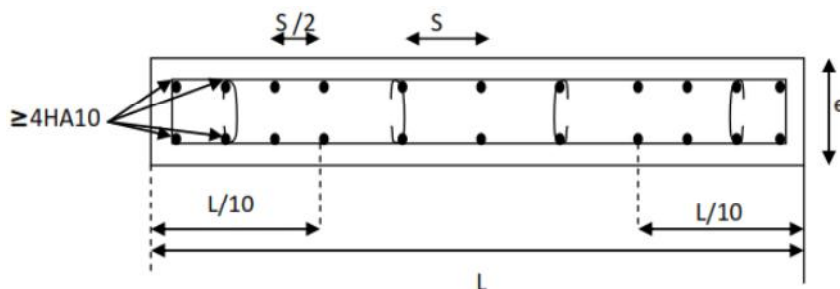


Figure VII.4. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2. Les longueurs de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \quad \text{Avec : } = 0,6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

1-contraintes limites de cisaillement :

Art 7.7.2 RPA 99/version2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \quad \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } T_{\square} = 1,4 \times T_{\text{calcul}}$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

(Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

❖ **Exemple de calcul** : voile transversal VT1

• **Caractéristiques géométriques** :

Zone II :

$$L = 4.5 \text{ m ;}$$

$$B = 0.9 \text{ m}^2;$$

❖ **Sollicitations de calcul** :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 3500 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = 960 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

-Largeur de la zone comprimée :

$$LC = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{3500}{3500 + 960} \times 4.5 = 3.53 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$l_t = l - l_c = 4.5 - 3.53 = 0.97 \text{ m}$$

-Calcul de la longueur (d) :

$$d = \frac{l_t}{2} = \frac{0.97}{2} = 0.48 \text{ m}$$

Avec d = Min (he/2; 2L/3). RPA 99(Art.7.7.4).

▪ **Détermination de N** :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{2}$$

$$\sigma_1 = 480 \text{ kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{960 + 480}{2} \times 0.48 \times 0.2 = 69.12 \text{ kn.}$$

$$N_2 = N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{480}{2} \times 0.48 \times 0.2 = 23.04 \text{ kn.}$$

a- Calcul des armatures verticales

$$\text{Bande I : } d_1 = 1.33 \text{ m} \quad AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{69.74 \times 10}{400} = 1.74 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Bande II : } d_2 = 0.48 \text{ m} \quad AV_2 = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{23.25 \times 10}{400} = 0.58 \text{ cm}^2.$$

-Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 18.28 \text{ cm}^2.$$

b. Armatures minimales : (BAEL 91).

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{\text{def}_{28}}{f_e}, 0.2\%d \times e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{1.33 \times 0.2 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 1.33 \times 0.2 \right\} 10^4 = \max \{13.96, 5.32\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 1.74 + 18.28/4 = 6.31 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 0.58 + 18.28/4 = 5.15 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

Ferraillage adopté

$$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2 > A_1 = 6.31 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec A_{\min}

$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2$ Le choix d'armatures est : 12HA14 = 18.46 cm²/bande avec un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2 > A_2 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2$ Le choix d'armatures est : 14HA12 = 15.82 cm²/bande

Avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$

c-Armatures horizontales

$$A_H = \max \left\{ \frac{A_{v1}}{4}, \frac{A_{v2}}{4}, 0.15\%B \right\} 10^4 = \max \left\{ \frac{22.23}{4}, \frac{21.98}{4}, 0.0015 \times 0.9 \times 10^4 \right\} \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max \{5.55, 5.49, 13.5\}.$$

$$A_H = 13.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_H = 13.5 \text{ cm}^2$ le choix d'armatures est 9HA14 = 13.85 cm².

Avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

d-Armatures transversales (Art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

-Les potelets

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

❖ **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 \times e\}$$

$$S_t \leq \min \{1.5 \times 20\} \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A}$$

$$\sigma_b = \frac{1181.418 \times 10^3}{(0.9 \times 10^4 + 15 \times 18.46) \times 10^2} = 1.27 \text{ mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.27 \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte au cisaillement

Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \quad \bar{\tau}_b \approx 0.2f_{c28}$$

$$d = 0.9L = 0.9 \times 4.5 = 4.05 \text{ m}$$

V_u : effort tranchant dans la section

e : Épaisseur des voiles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{664.853 \times 10^3}{(0.2 \times 4.05) \times 10^6} = 0.821 \text{ mpa} .$$

$$\tau_b = 0.821 \text{ mpa} \quad \bar{\tau}_b = 5 \text{ mpa} . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{ed} \quad \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ mpa} \right\} \approx 2.5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{474.895 \times 10^3}{0.2 \times 4.05 \times 10^6} = 0.586 \text{ mpa} \quad \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ mpa} \right\} \approx 2.5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0.586 \text{ mpa} \quad \bar{\tau}_u \approx 2.5 \text{ mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées pour une bande de 1m de hauteur.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableaux VII.1 ferraillage du voile transversal VT1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,35
hauteur etage (m)	4,5	4,5	3,06	3,06	
L (m)	4,5	4,5	4,5	4,50	
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
B (m ²)	0,3	0,3	0,9	0,9	
Sollicitation de calcul	T(kN)	627,168	474,895	312,267	
	N _{ser} (kN)	5902,45	1181,42	669,78	
	Vu (kN)	878,035	664,853	437,174	
	σ_{max} (kN/m ²)	10360,000	3500,000	1450,000	
	σ_{min} (kN/m ²)	1830,000	960,000	630,000	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _c	3,82	3,53	3,14	
	L _t	0,68	0,97	1,36	
	d	2,05	1,33	1,36	
	d _{adopté}	0,34	0,48	0,68	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,34	0,48	0,68	
	σ_1	915,000	480,000	315,000	
	N ₁	92,72	69,74	64,40	
N ₂	30,91	23,25	21,47		
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	2,32	1,74	1,61	
	A _{v2} /bande (cm ²)	0,77	0,58	0,54	
	A _{vi} (cm ²)	24,15	18,28	12,02	
	A ^v 1/bande/nappe	8,35	6,31	4,62	
	A ^v 2/bande/nappe	6,81	5,15	3,54	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	21,53	13,97	14,23	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A ^v 1 adopté (cm ²)	24.11	18.46	18.46	
	A ^v 2 adopté (cm ²)	21.54	15.82	15.82	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA16	12HA14	12HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	14HA14	14HA12	14HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	30	30	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	13,50	13,50	13,50	
	AH adopté (cm2)	13,85	13,85	13,85	
	choix de la section	9HA14	9HA14	9HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	12	12	12	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5mpa$	τ_b	1,084	0,821	0,540
	$\bar{\tau}_u = 2.5mpa$	τ_u	0,774	0,586	0,386
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15mpa$	σ_{bc}	6,324	1,280	0,726

Tableaux VII.2 ferraillage du voile transversal VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)			0,40	0,40
hauteur etage (m)			4,5	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
Sollicitation de calcul	T(kN)		61,624	113,676	87,683
	N _{ser} (kN)		-539,83	-422,32	87,68
	Vu (kN)		86,274	159,146	122,756
	σ_{max} (kN/m ²)		1750,000	660,000	750,000
	σ_{min} (kN/m ²)		233,000	2990,000	3770,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,32	0,27	0,25
	L _t		0,18	1,23	1,25
	d		0,88	0,18	0,17
	d _{adopté}		0,09	0,18	0,17
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,09	1,05	1,09
	σ_1		116,500	2550,000	3270,000
	N ₁		3,08	100,18	116,81
N ₂		1,03	267,23	354,85	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,08	2,50	2,92
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,03	6,68	8,87
	A _{vi} (cm ²)		2,37	4,38	3,38
	A'v1/bande/nappe		0,67	3,60	3,76
	A'v2/bande/nappe		0,62	7,77	9,72
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		9,27	1,90	1,74
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12.05	9.043	9.043
	A'v2 adopté (cm ²)		16.07	9.043	9.043
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	6HA16	8HA12	8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA16	8HA12	8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	10	10
	Bande 2	20	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5mpa$	τ_b	0,320	0,589	0,455
	$\bar{\tau}_u = 2.5mpa$	τ_u	0,228	0,421	0,325
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15mpa$	σ_{bc}	-1,695	-1,336	0,277

Tableaux VII-3) ferraillage du voile transversal VT3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)			0,40	0,40
hauteur etage (m)			4,5	3,06	3,06
L (m)			1,20	1,20	1,20
e (m)			0,20	0,20	0,20
B (m ²)			0,24	0,24	0,24
Sollicitation de calcul	T(kN)		69,373	88,604	87,683
	N _{ser} (kN)		-958,77	-753,43	-516,89
	Vu (kN)		97,122	124,046	122,756
	σ_{\max} (kN/m ²)		2700,000	420,000	750,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		7470,000	5750,000	3970,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,32	0,08	0,19
	L _t		0,88	1,12	1,01
	d		0,21	0,05	0,13
	d _{adopté}		0,21	0,05	0,13
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0,67	1,06	0,88
	σ_1		5670,000	5470,000	3470,000
	Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,98	1,53
A _{v2} /bande (cm ²)		9,48	14,55	7,65	
A _{vj} (cm ²)		2,67	3,41	3,38	
A'v1/bande/nappe		7,64	2,38	3,21	
A'v2/bande/nappe		10,15	15,40	8,50	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,23	0,57	1,33
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9,04	4,52	4,52
	A'v2 adopté (cm ²)		11,304	15,82	10,676
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA12	4HA12	4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA12	14HA12	8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	15
		Bande 2	13	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,60	3,96	3,60
	AH adopté (cm ²)		3,925	3,925	3,925
	choix de la section		5HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{mpa}$	τ_b	0,450	0,574	0,568
	$\tau_u = 2.5\text{mpa}$	τ_u	0,321	0,410	0,406
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{mpa}$	σ_{bc}	-3,731	-2,857	-2,019

Tableaux VII-4) ferraillage du voile longitudinal VL1 :

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,40	0,40
hauteur etage (m)		4,5	3,06	3,06	
L (m)		3,00	3,00	3,00	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,6	0,6	0,6	
He		4,500	3,060	3,060	
h		4,10	2,66	2,71	
Sollicitation de calcul	T(kN)		1133,115	683,112	412,651
	N _{ser} (kN)		-3027,66	-865,60	-600,74
	Vu (kN)		1586,361	956,357	577,711
	σ _{max} (kN/m ²)		11800,000	4460,000	2760,000
	σ _{min} (kN/m ²)		1700,000	1340,000	990,000
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		2,62	2,31	2,21
	L _t		0,38	0,69	0,79
	d		1,75	1,33	1,36
	d _{adopté}		0,19	0,35	0,40
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,19	0,35	0,40
	σ ₁		850,000	670,000	495,000
N ₁		48,17	69,66	58,81	
N ₂		16,06	23,22	19,60	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1,20	1,74	1,47
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,40	0,58	0,49
	A _{vi} (cm ²)		43,62	26,30	15,89
	A'v1/bande/nappe		12,11	8,32	5,44
	A'v2/bande/nappe		11,31	7,16	4,46
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		18,36	13,97	14,23
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		24,11	18,46	18,46
	A'v2 adopté (cm ²)		18,46	18,46	18,46
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA16	12HA14	12HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA14	12HA14	12HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	12	5
	Bande 2	30	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,00	9,00	9,00
	AH adopté (cm ²)		9,23	9,23	9,23
	choix de la section		6HA14	6HA14	6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des Construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{mpa}$	τ _b	2,938	1,771	1,070
	τ _u = 2.5mpa	τ _u	2,098	1,265	0,764
	σ _{bc} = 15mpa	σ _{bc}	-4,816	-1,392	-0,966

Tableaux VII-5) ferraillage du voile longitudinal VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,35
	hauteur etage (m)		4,5	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,3	0,3	0,3
	He		4,500	3,060	3,060
	h		4,10	2,66	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)		347,001	132,572	126,200
	N _{ser} (kN)		-1507,33	-969,20	-476,94
	Vu (kN)		485,801	185,601	176,680
	σ_{\max} (kN/m ²)		2020,000	750,000	1800,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		4620,000	3340,000	3350,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,46	0,28	0,52
	L _t		1,04	1,22	0,98
	d		0,30	0,18	0,35
	d _{adopté}		0,30	0,18	0,35
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,74	1,04	0,63
	σ_1		3273,333	2840,000	2150,000
	N ₁		240,13	113,33	192,23
N ₂		242,05	295,80	134,64	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,00	2,83	4,81
	A _{v2} /bande (cm ²)		6,05	7,40	3,37
	A _{vj} (cm ²)		13,36	5,10	4,86
	A'v1/bande/nappe		9,34	4,11	6,02
	A'v2/bande/nappe		9,39	8,67	4,58
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,19	1,93	3,67
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		16,07	6,78	11,30
	A'v2 adopté (cm ²)		12,05	9,04	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA16	6HA12	10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA16	8HA12	6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{mpa}$	τ_b	1,799	0,687	0,654
	$\tau_u = 2,5\text{mpa}$	τ_u	1,285	0,491	0,467
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{mpa}$	σ_{bc}	-4,781	-3,088	-1,509

Tableaux VII-6) ferraillage du voile longitudinal VL3 :

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,40	0,40
hauteur etage (m)		4,5	3,06	3,06	
L (m)		1,20	1,20	1,20	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,24	0,24	0,24	
He		4,500	3,060	3,060	
h		4,10	2,66	2,71	
Sollicitation de calcul	T(kN)		123,746	-4,183	-5,140
	N _{ser} (kN)		-578,07	-599,03	-340,17
	Vu (kN)		173,244	-5,856	-7,196
	σ_{\max} (kN/m ²)		11760,000	1780,000	2590,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		2940,000	1950,000	990,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,96	0,57	0,87
	L _t		0,24	0,63	0,33
	d		0,64	0,38	0,58
	d _{adopté}		0,12	0,31	0,17
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,12	0,31	0,17
	σ_1		1470,000	975,000	495,000
	N ₁		52,92	91,75	24,64
N ₂		17,64	30,58	8,21	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1,32	2,29	0,62
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,44	0,76	0,21
	A _{vi} (cm ²)		4,76	-0,16	-0,20
	A'v1/bande/nappe		2,51	2,25	0,57
	A'v2/bande/nappe		1,63	0,72	0,16
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		6,72	4,01	6,08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		8.03	12.3	6,78
	A'v2 adopté (cm ²)		7.59	6.15	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA16	8HA14	6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA16	4HA14	6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	10	10
		Bande 2	20	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm2)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{mpa}$	τ_b	0,802	-0,027	-0,033
	$\tau_u = 2.5\text{mpa}$	τ_u	0,573	-0,019	-0,024
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{mpa}$	σ_{bc}	-2,300	-2,414	-1,364



Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1) Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrées dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans des différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elle sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VIII.2) Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

VIII.4) Dimensionnement

a. Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

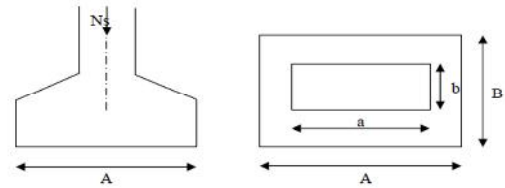


Figure VIII.1. Dimensions d'une fondation

Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

N_s : effort normal à l'ELS.

-Exemple de calcul

$$N_{ser} = 1507,82 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2838.773}{200}} \quad B \geq 3.76 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 3.80 \text{ m.}$$

-Remarque

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b- Semelles filantes**b-1) Semelles sous poteaux****❖ hypothèses de calcul**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs Centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants sur la semelle.

❖ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $R = N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{N_i \times ei + Mi}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

❖ Détermination de largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

Application: exemple de calcul (sens y file B)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
41	1197.276	-6	-7183.656	20.31
151	2838.773	-1.6	-4542.0368	5.72
241	1185.986	2.2	2609.1692	25.37
1621	1707.639	6	10245.834	10.90
Somme	6929.674	/	1129.31	62.30

Tableau VIII.1 : Détermination de la résultante des charges.

1. Détermination de la résultante des charges R

$$R = \sum N_i = 6929.674 \text{ KN}$$

2. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1129.31 + 62.3}{6929.674} = 0.17 \text{ m}$$

$$e = 0.17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.4}{6} = 0.73 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\min = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6929.674}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.17)}{12}\right) \approx 528.38 \text{ kn/m.}$$

$$\max = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \approx \frac{6929.674}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.17)}{12}\right) \approx 626.55 \text{ kn/m.}$$

$$(L/4) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \approx \frac{6929.674}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.17)}{12}\right) \approx 602.01 \text{ kn/m.}$$

3. Détermination de la largeur de la semelle

$$B = \frac{\sigma(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{602.01}{200} = 3.01 \text{ m.}$$

On prend **B= 3m**

On aura : $S_s = B \times L = 3 \times 12 = 36 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 36 \times 4 = 144 \text{ m}^2$$

b-2) Semelles sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \quad B = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 2\text{MPa}$).

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens longitudinal

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
VL1	3027.656	3	5.046	15.13
VL2	1507.329	1.5	5.024	7.53
VL3	277.862	1.2	1.15	1.38
somme	4812.847	/	/	24.04

Tableau VIII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

Sens transversal :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
VT1	5902.452	4.5	6.55	29.47
VT2	539.825	1.5	1.799	2.69
VT3	958.769	1.2	3.994	4.79
somme	7401.046	/		36.95

Tableau. VIII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 24.04 + 36.95 = 60.99\text{m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 144 + 60.99 = 204.99\text{m}^2$.

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 358.8\text{m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{totale}}{S_{batiment}} = \frac{204.99}{358.8} = 0.57\%$$

La surface totale des semelles représente 57 % de la surface du bâtiment

Conclusion1

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VIII.5) Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant diminuée du poids propre du radier.

a-Pré-dimensionnement du radier

Comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol

❖ Epaisseur du tablier (La dalle):

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm.}$$

h_d : épaisseur de la dalle.

L_{\max} : portée maximale.

On prend : **hd = 30cm**

❖ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On prend : **hn = 90 cm**

Largeur de la nervure **bn** :

$$0,4h_n \quad b_n \quad 0,7h_n \quad 0,4 \times 90 \quad b_n \quad 0,7 \times 90 \quad 36 \quad b_n \quad 63$$

On prend $b_n = 50 \text{ cm.}$

Conclusion2:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure ;

$h_d = 30 \text{ cm}$Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 50 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

a. Détermination des efforts:

➤ Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 41526.166 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 9379.857 \text{ KN}$

➤ Combinaison d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 41526.166 + 1,5 \times 9379.857 = 70130.1 \text{ KN.}$

➤ Calcul de la surface du radier a l'ELU:

$$S_{\text{radier}} \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{70130.1}{2 \times 200} = 175.32 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 358.8 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 175.32 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max (45; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

Soit un débord de **$L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm.}$**

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec } S_{\text{deb}} = (12 + 29.9) \times 2 \times 0.5 = 41.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } S_{\text{rad}} = 358.8 + 41.9 = 400.7 \text{ m}^2.$$

b-Calcul des sollicitations à la base du radier :**➤ Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 41526.166 \text{ kn}$.

❖ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

❖ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (400.7 \times 0,3) \times 25 = 3005.25 \text{ kn}$$

❖ Poids des nervures:

$$p_{\text{nerv}} = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$p_{\text{nerv}} = 0.5 \times (0.9 - 0.3)[(4 \times 12) + (9 \times 29.9)] \times 25 = 2378.25 \text{ kn}.$$

$$p_{\text{nerv}} = 2378.25 \text{ kn}.$$

❖ Poids de TVO :

ρ : Poids volumique du remblai.

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = 0.5 \times [(4 \times 12) + (9 \times 29.9)] = 158.5 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nerv}} = 158.5 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = [(400.7 - 158.5) \times (0.9 - 0.3)] \times 17 = 2470.44 \text{ kn}.$$

$$P_{\text{TVO}} = 2470.44 \text{ kn}.$$

❖ Poids de la dalle flottante libre :

$$p_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$p_{\text{df}} = (400.7 - 158.5) \times 0.1 \times 25 = 605.5 \text{ kn}.$$
 Avec $e_p = 10 \text{ cm}$.

$$G_{\text{rad}} = 3005.25 + 2378.25 + 2470.44 + 605.5 = 8459.44 \text{ kn}.$$

$$\text{Donc } \mathbf{G_{rad} = 8459.44 \text{ kn}.$$

➤ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 9379.857 \text{ kn}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 400.7 = 2003.5 \text{ kn}$.(Surcharge sur le radier).

❖ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}} = 8459.44 + 41526.166 = 49985.60 \text{ kn}.$$

$$\mathbf{G_{tot} = 49985.60 \text{ kn}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{batiment}} = 2003.5 + 9379.857 = 11383.35 \text{ kn}.$$

$$\mathbf{Q_{tot} = 11383.35 \text{ kn}.$$

❖ Combinaison d'actions:**A L'ELU :**

$$N_{\text{Utotal}} = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}}.$$

$$N_{\text{Utotal}} = 1.35 \times 49985.6 + 1.5 \times 11383.35 = 84555.58 \text{ kn}.$$

$$\mathbf{N_{Utotal} = 84555.58 \text{ kn}.$$

$$N_{\text{stotal}} = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 49985.6 + 11383.35 = 61368.95 \text{ kn}.$$

$$N_{\text{stotal}} = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 61368.95 \text{ kn}.$$

c-Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**❖ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{S_i \times X_i}{S_i} = 6.2m \quad ; \quad Y_G = \frac{S_i \times Y_i}{S_i} = 14.84 m.$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{XX} = \frac{b h^3}{12} = \frac{12 \times 29.9^3}{12} = 26730.89m^4 .$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 h}{12} = \frac{12^3 \times 29.9}{12} = 4305.6m^4 .$$

❖ **Vérifications :**

• **Vérification à la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL99) :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

$$b=1m \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 m$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{84555.58 \times 1}{400.7} \times \frac{4.5}{2} = 474.79 KN$$

$$\tau_u = \frac{474.79}{1 \times 0,27} = 1758.48kn/m^2 = 1.75mpa .$$

$$\tau_u = 1.75mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = 1.75mpa < \bar{\tau}_u = 2,5mpa \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

➤ **A L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad (\text{Art.10.1.4.1 RPA99/2003})$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

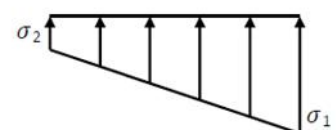


Figure VIII.2. Diagramme des contraintes.

-Sens longitudinal :

$$M_{0x} = 22535.65 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 502.527 \text{ KN}$$

$$N_u = 84555.58 \text{ KN} .$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h .$$

$$M_x = 22535.65 + 502.527 \times 0.9 = 22987.92 \text{ kn.m} .$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{84555.58}{400.7} + \frac{22987.92}{4305.6} \times 6.2 = 244.12 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{84555.58}{400.7} - \frac{22987.92}{4305.6} \times 6.2 = 177.91 \text{ kn/m}^2 .$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 244.12) + 177.91}{4} = 227.56 \text{ kn/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kn/m}^2 .$$

$$\sigma_m = 227.56 \text{ kn/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kn/m}^2 . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens transversal :

$$M_{0y} = 4020.14 \text{ kn} \quad T_{0y} = 1727.33 \text{ kn/m}^2 . \quad N_u = 84555.58 \text{ kn} .$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h .$$

$$M_y = 4020.14 + 1727.33 \times 0.9 = 5574.73 \text{ kn.m} .$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{84555.58}{400.7} + \frac{5574.73}{26730.89} \times 14.84 = 214.11 \text{ kn/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{84555.58}{400.7} - \frac{5574.73}{26730.89} \times 14.84 = 207.92 \text{ kn/m}^2 .$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 214.11) + 207.92}{4} = 212.56 \text{ kn/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kn/m}^2 .$$

$$\sigma_m = 212.56 \text{ kn/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kn/m}^2 . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A P'ELS :

$$M_{0x} = 76439.46 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 509.06 \text{ KN}$$

$$N_s = 61368.95 \text{ KN} .$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h .$$

$$M_x = 76439.46 + 509.06 \times 0.9 = 76897.61 \text{ kn.m} .$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{61368.95}{400.7} + \frac{76897.61}{4305.6} \times 6.2 = 263.88 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{61368.95}{400.7} - \frac{76897.61}{4305.6} \times 6.2 = 42.42 \text{ kn/m}^2 .$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 263.88) + 42.42}{4} = 208.51 \text{ kn/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kn/m}^2$$

f-Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91/99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

❖ Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

1^{er} cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

Si $0,4 < \rho < 1$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Remarque :

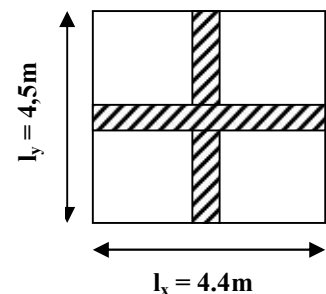
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{4,5} = 0,97$$

0,97 > 0,4 ; **Figure VIII.3** entre axes du panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la Contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au Poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



La contrainte moyenne max:

$$\text{Al 'ELU } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 227,56 \text{ kn/m}^2.$$

$$\text{Al 'ELS } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 208,51 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 227,56 - \frac{8459,44}{400,7} = 206,44 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 208,51 - \frac{8459,44}{400,7} = 187,39 \text{ kn/m}^2.$$

-Calcul

❖ Evaluation des moments Mx, My :

$$= 0 ; \quad = 0,97$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2 = 0.0393 \times 206.44 \times 4.4^2 = 157.06 \text{ kn.m.}$$

$$M_x = 157.06 \text{ kn.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.934 \times 157.06 = 146.69 \text{ kn.m.}$$

$$M_y = 146.69 \text{ kn.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 157.06 \text{ kn.m.} \quad \text{et} \quad M_y = 146.69 \text{ kn.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

-De rive:

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 157.06 = 47.11 \text{ kn.m.}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 146.69 = 44 \text{ kn.m.}$$

-Intermédiaire:

$$M_x^a = 0.5M_x = 0.5 \times 157.06 = 78.53 \text{ kn.m.}$$

$$M_y^a = 0.5M_y = 0.5 \times 146.69 = 73.34 \text{ kn.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 157.06 = 133.5 \text{ kn.m.}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 146.69 = 124.68 \text{ kn.m.}$$

a-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

-Sur appuis :

On choisit (M_x^{max}) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{78.53 \times 10^6}{10^3 \times 270^2 \times 14.2} = 0.075 < 0.392 \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,075 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,960$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{78.53 \times 10^3}{0.960 \times 27 \times 348} = 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferrailage adopté : 6HA14 = 9,23 cm²/ml. Avec un espacement de 16 cm

-En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{133.5 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.128 < 0.392 \quad (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0.128 \quad \beta_u = 0,931$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{133.5 \times 10^3}{0.931 \times 27 \times 348} = 15.26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Ferrailage adopté : 8HA16 = 16.07 cm²/ml. Avec un espacement de 12 cm

b-Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

-Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.34 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.0708 < 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,070 \quad \beta_u = 0,964$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.34 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 8.096 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Ferrailage adopté : 6HA14 = 9,23 cm²/ml.

Avec un espacement de 16 cm

-En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{124.68 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.120 < 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,120 \quad \beta_u = 0.936$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{124.68 \times 10^3}{0.936 \times 27 \times 348} = 14.17/\text{ml}.$$

Ferrailage adopté : 8HA16 = 16.07 cm²/ml.

Avec un espacement de 12 cm

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	78.53	0.075	0.960	SSA	8.7	6HA14 = 9.23	16
	Travée	133.5	0.128	0.931	SSA	15.26	8HA16 = 16.07	12
yy	Appuis	73.34	0.070	0.964	SSA	8.096	6HA14 = 9.23	16
	Travée	124.68	0.120	0.936	SSA	14.17	8HA16 = 16.07	12

Tableau VIII.4. Ferrailage du radier

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,97}{2}\right) = 2.43 \text{ cm}^2.$$

-Aux appuis

$$A_x^a = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^a = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_x^t = 16.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 16.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Espacement des armatures (Art A.8.42 BAEL99) :

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

Sens x-x :

$$S_t \quad \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 30 ; 33\text{cm}) \quad S_t = 16 \text{ cm et } 12 \text{ cm} \quad 33\text{cm.}$$

Sens y-y :

$$S_t \quad \min (4h_d ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 30 ; 45\text{cm}) \quad S_t = 16 \text{ cm et } 12 \text{ cm} \quad 45\text{cm.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \quad \bar{\tau}_u$$

Avec

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m.}$$

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 206.44 \times 4,4 \times 4.5 = 4087.51 \text{ kn/m}^2.$$

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4087.51}{3 \times 4.5} = 302.77 \text{ KN.}$$

Sens-y-y

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4087.51}{2 \times 4.5 + 4,4} = 305.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{305.03 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \approx 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u \approx 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Calcul et vérification à l'E.L.S

On a : $\mu_x = 0,97$ et $\mu_y = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

-Moments fléchissant**Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0467 \times 187.39 \times 4,4^2 = 169.42 \text{ kn.m.}$$

Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.954 \times 169.42 = 161.62 \text{ kn.m.}$$

▪ Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0,75 \times 169.42 = 127.06 \text{ kn.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0,75 \times 161.62 = 121.21 \text{ kn.m.}$$

▪ Moments aux appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 169.42 = 84.71 \text{ kn.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 161.62 = 80.81 \text{ kn.m.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	9.23	84.71	0.341	0.909	39.95	118.78	348	2.97	15	Cv
	Travée	16.07	127.06	0.595	0.885	28.48	105.10	348	3.69	15	Cv
Y _y	Appuis	9.23	75.81	0.341	0.909	39.95	61.055	348	1.52	15	Cv
	travée	16.07	121.21	0.595	0.885	28.48	100.26	348	3.52	15	Cv

Tableau VIII.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$,
Soumise à une charge uniformément repartie.

a-Sollicitation de calcul :

ELU :

$$q_u = 206.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{206 \times (0,5)^2}{2} = 25.75 \text{ kn.m.}$$

b- Calcul des armatures a l'ELU :

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 27\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ;$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa.}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25.75 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0.025 < 0.392 = 0,025 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,025 \quad \eta_u = 0,987$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.75 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

• **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ($A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$) 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).

Vérification a l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 25 \text{ mpa.}$$

$$i_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$i_1 = 0,167 \quad i_1 = 0,933 \quad i_1 = 0,201$$

$$K = \frac{i_1}{15(1 - i_1)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{i_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{23,42 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 205,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 205,68 = 3,29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 205,68 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g-Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

$$h = 90 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs.

a-Détermination des efforts a l'ELU :

a-1-Sens longitudinal (x-x) :

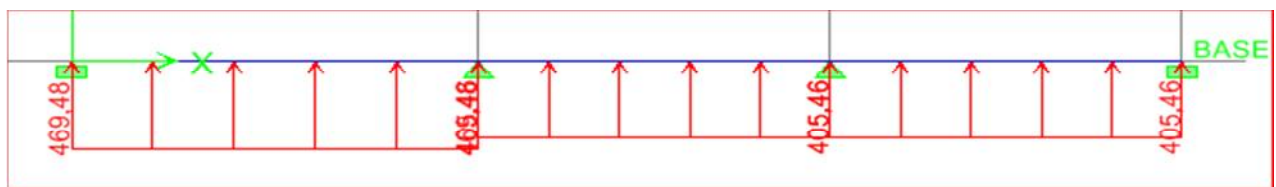


Figure VI.4. Le chargement à ELU

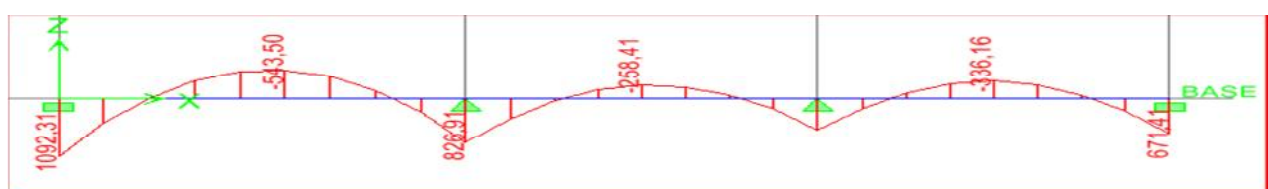


Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m



Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

a-2-Sens transversale (y-y) :

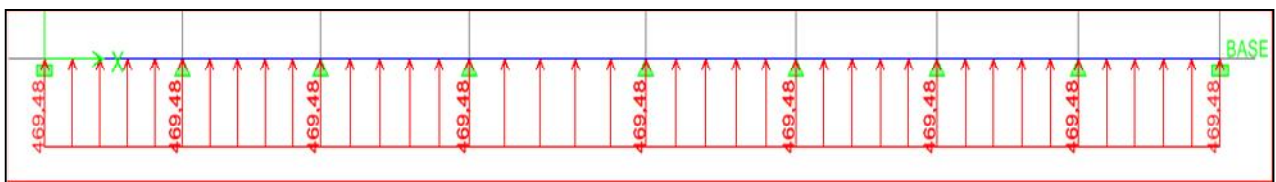


Figure VI.7. Le chargement à ELU

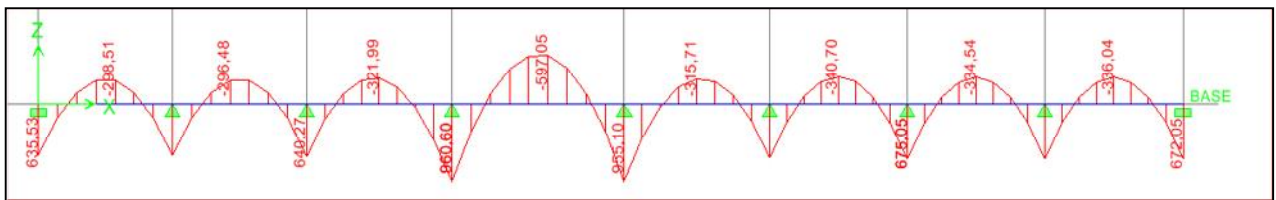


Figure VI.7. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

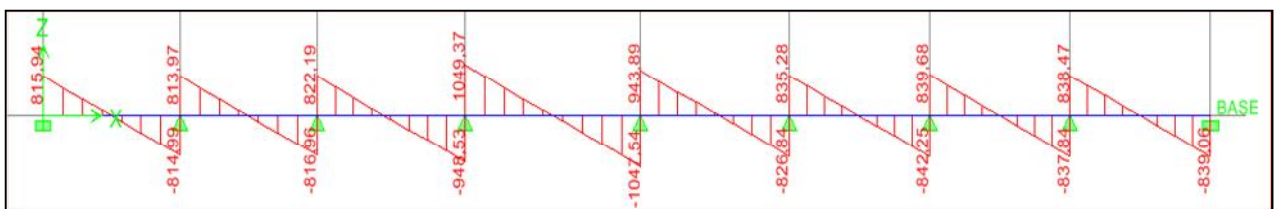


Figure VI.8. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

b-Détermination des efforts a l'ELS :

b-1-Sens longitudinal

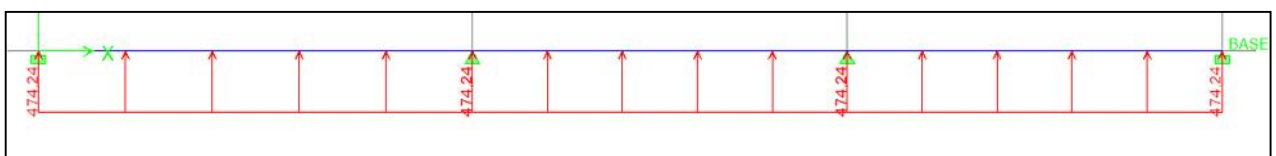


Figure VI.9. Le chargement à ELS

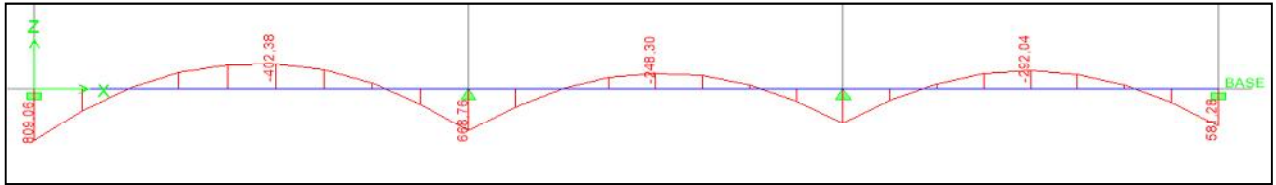


Figure VI.10. Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

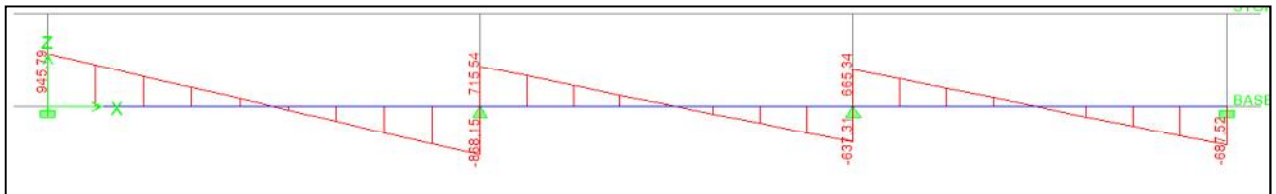


Figure VI.11. Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

b-2-Sens transversal :



Figure VI.12. Le chargement à ELS

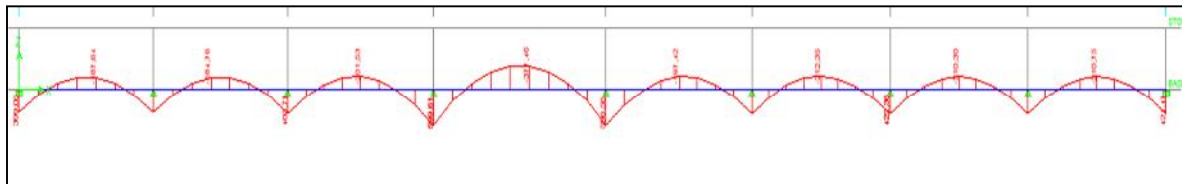


Figure VI.13. Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

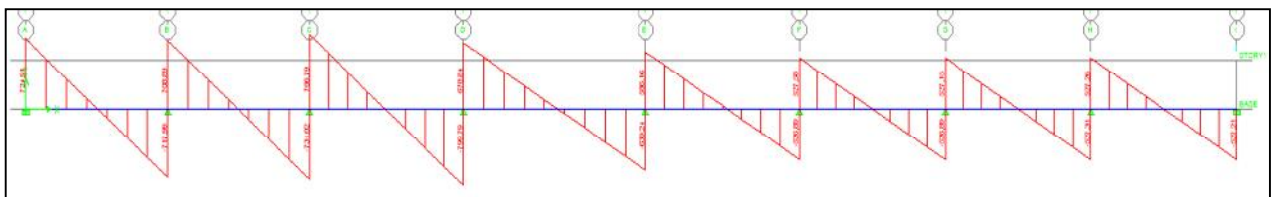


Figure VI.14. Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1092.31	809.06	960.60	596.56
M_{tmax} (KN.m)	543.5	402.38	597.05	377.46
T_{max} (KN)	1072.32	945.79	1049.37	799.79

Tableau VIII.6.Sollicitations maximales

d- Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b= 50 cm; h= 90cm; f_{bc} = 14,2MPa; σ_s = 348MPa

			M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} (cm ²)
ELU	Longitudinal	Appui	1092.31	0,212	0.879	42.01	10HA20+4HA20	43.96
		Travée	543.5	0.105	0.944	19.46	6HA16+6HA16	24.11
	Transversal	Appui	960.60	0.188	0.895	36.28	10HA20+4HA20	43.96
		Travée	597.05	0.116	0.938	21.51	6HA16+6HA16	24.11

Tableau VIII.7. Ferrailage des nervures.

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 85 \times 2,1}{400} = 5,13 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

❖ **Armatures transversales :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$l_t \geq \frac{l}{3} = \frac{20}{3} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{soit : } l_t = 10 \text{ mm.}$$

• **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot l_t \right) = \min (22,5 ; 24) = 22,5 \text{ cm.}$$

On prend s_t = 10cm

En zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm.}$$

On prend s_t = 15cm

❖ **Armatures transversales minimales :****En zone nodale :**

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

En zone courante :

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ (2cadres).

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \approx 2,5 \text{ mPa}.$$

Avec : $T_{u \max} = 1072.32 \text{ kn}.$

$$\tau_u = \frac{1072.32 \times 10^3}{500 \times 850} = 2.5\text{mpa} \quad \bar{\tau}_u = 2,5\text{mPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **4** avec des épingles **8**

• **Vérification des contraintes**▪ **Dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X_x	Appuis	43.96	809.06	0.517	0.892	31.3	242.73	348	7.75	15	Cv
	Travée	24.11	402.38	0.283	0.916	44.52	214.35	348	4.81	15	Cv
Y_y	Appuis	43.96	596.56	0.517	0.892	31.3	178.98	348	5.71	15	Cv
	travée	24.11	377.46	0.283	0.916	44.52	201.07	348	4.52	15	Cv

Tableau VIII.8. Vérification des contraintes à l'ELS.



Chapitre IX : Etude du mur intégré

IX.1) Introduction :

Afin de réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un voile intégré qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres.

On effectuera le calcul pour une bande de 1m de largeur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

IX.2) Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour les murs de soutènement est de 15cm, on opte pour une épaisseur de 20cm.

IX.3) Prescription du RPA99/version 2003(Art 10.4.3) :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times k_{ad} \times [1 \pm k_v] \times \gamma \times H^2$; appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base la semelle du mur.

Avec :

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) , \text{ Avec :}$$

$K_h = A$: Coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2 RPA99/version 2003).

$K_v = \pm 0.3 \times k_h$ Contrainte vertical (Art 10.4.2 RPA99/version 2003).

IX.4) Les caractéristiques mécaniques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ (KN/m}^3\text{)}$.

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$.

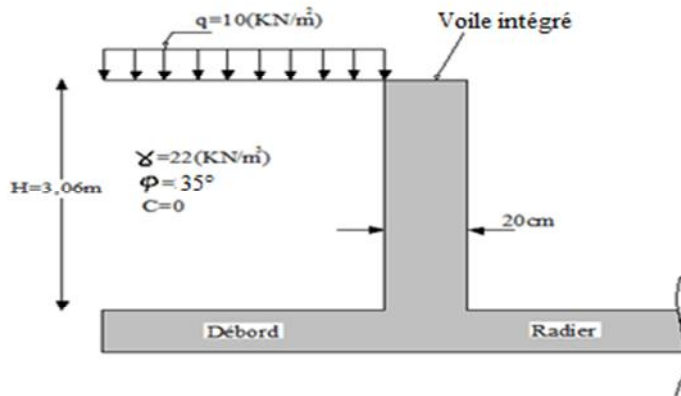
Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent).

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Contraint de sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

IX.5) Calcul des contraintes :

IX.5.1) Schéma statique du calcul :



IX.5.2) Détermination des sollicitations :

a) A l'état d'équilibre au repos :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \quad \text{avec : } \sigma_V = \gamma \cdot h \quad \text{et} \quad K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

γ : Poids volumique des terres.

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_0 = 1 - \sin 35 = 0,426$$

$$\sigma_H = 0,426 (q + \gamma \cdot h)$$

➤ **A L'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,426 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,426 (1,5 \times 10 + 1,35 \times 22 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,426 (15 + 29,7 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 6,39 + 12,65h \quad \left. \begin{array}{l} \text{Pour } h = 0 \rightarrow \sigma_H = 6,39 \text{ kn/m}^2 \\ \text{Pour } h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 45,10 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right\}$$

➤ A L'ELS :

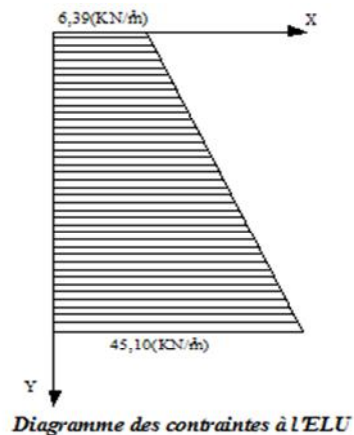
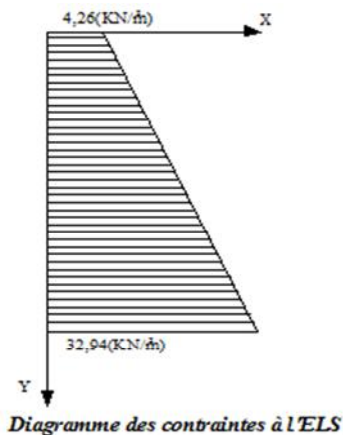
$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,426 (10 + 22 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 4,26 + 9,372 \cdot h$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } h = 0 \rightarrow \sigma_H = 4,26 \text{ kn/m}^2 \\ \text{Pour } h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 32,94 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right\}$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 ml :

➤ ELU : $q_s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \left[\frac{3 \times 45,10 + 6,39}{4} \right] \times 1\text{m} = 35,42 \text{ kn/ml}$.

➤ ELS : $q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \left[\frac{3 \times 32,94 + 4,26}{4} \right] \times 1\text{m} = 25,77 \text{ kn/ml}$.

b) Calcul dynamique :

$$K_v = \pm 0,3 \times k_h$$

$$K_h = 0,15$$

$$K_v = 0,3 \times 0,15 = 0,045$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{0,15}{1 + 0,045} \right) = 8,17^\circ$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(35 - 8,17)}{\cos^2 8,17} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 35 \sin(35 - 0 - 8,17)}{\cos 8,17 \cos 0}} \right]^{-2} = 0,35$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times 0.35 \times [1 + 0.045] \times 22 \times h^2$$

$$P_{ad} = 4.02 \times h^2 = 4.02 \times 9.36 = 37.64 \text{ (KN / ml)}$$

Alors :

$$q_{\text{dyn}} = 37,64 \text{ kn/ml.}$$

IX.5.3) Ferrailage de voile intégrée :

a) Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux.

b) Détermination des moments à l'ELU :

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au-delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

1. Moment en travée : $0.85M_0$

2. Moment en appuis : $0.5M_0$

c) Calcul des moments :

A l'ELU:

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

$$L_y = 4,50 \text{ m}$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,50} = 0,68 > 0,4 \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$= 0 \quad \mu_x = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

$$M_{ux} = \mu_x \times q_x l_x^2 = 0.0707 \times 37.67 \times 3.06^2 = 24.94 \text{ kn.m}$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 0.408 \times 24.94 = 10.17 \text{ kn.m}$$

-Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 24,94 = 12,47 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 \times M_{ux} = 0.85 \times 24,94 = 21,20 \text{ kn.m}$$

-Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 10,17 = 5,10 \text{ kn.m}$$

En travée : $M_{ut} = 0.85 \times M_{uy} = 0.85 \times 10,17 = 8,64 \text{ kn.m}$

A l'ELS:

$$= 0,20 \quad \mu_x = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0766 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases}$$

$$M_{sx} = \mu_x \times q_x l_x^2 = 0.0766 \times 37.67 \times 3.06^2 = 27.02 \text{ kn.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0.563 \times 27.02 = 15.21 \text{ kn.m}$$

Correction des moments :

-Sens X-X :

Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 \times M_{sx} = 0.5 \times 27,02 = 13,51 \text{ kn.m}$.

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_{sx} = 0.85 \times 27,02 = 22,96 \text{ kn.m}$

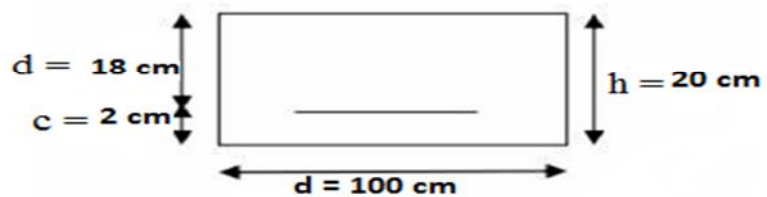
-Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 \times M_{sy} = 0.5 \times 15,21 = 7,60 \text{ kn.m}$.

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_{sy} = 0.85 \times 15,21 = 12,92 \text{ kn.m}$.

d) Détermination des armatures :

- h = 20 cm
- d = 18 cm
- b = 100 cm
- c = 2 cm



Avec:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ et } A_s = \frac{M_u}{d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2 .$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ _l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	ep (cm)
X-X	appuis	12.47	0.027	0.392	SSA	0.9865	2.01	2.17	5HA12=5.65	20
	travée	21.20	0.046	0.392	SSA	0.976	3.47	2.17	5HA14=7.69	20
Y-Y	appuis	5.10	0.011	0.392	SSA	0.9945	0.82	2.17	5HA12=5.65	20
	travée	8.64	0.018	0.392	SSA	0.991	1.39	2.17	5HA14=7.69	20

Les armatures transversales :

En travée :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{cm}^2.$$

Soit : $A_H = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3, 14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $e_p=20\text{cm}$.

Aux appuis :

$$A_H = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2.$$

Soit : $A_H = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3, 1 \text{cm}^2$ avec un espacement $e_p=20\text{cm}$.

e) Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

1. Les armatures sont constituées de deux nappes.
2. Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (Horizontal et vertical).

$$A_{min} \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VII) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d}, \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Ms (KN.m)	Au(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\square bc}$ (MPa)
X-X	appuis	13.51	5.65	0.313	0.912	41.82	145.65	348	3.48	15
	travée	22.96	7.69	0.427	0.900	35.00	184.30	348	5.26	15
Y-Y	appuis	07.60	5.65	0.313	0.912	41.82	81.940	348	1.95	15
	travée	12.92	7.69	0.427	0.900	35.00	103.71	348	2.96	15

Conclusion :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

b) Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0,065 \quad \frac{1}{16} = 0,062 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{db_0} &= \frac{7,69}{18 \times 100} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 M_0} &= \frac{21,20}{15 \times 24,94} = 0,056 \\ \frac{h}{L} &= \frac{20}{306} = 0,065 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier 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 considérable du Génie Civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'Informatique (logiciel de calcul), comme exemple nous citerons Robot V.23 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations de RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Concernant la disposition des voiles nous nous sommes aperçus que celle-ci est un facteur plus important que leur quantité et a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons que ce travail soit un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

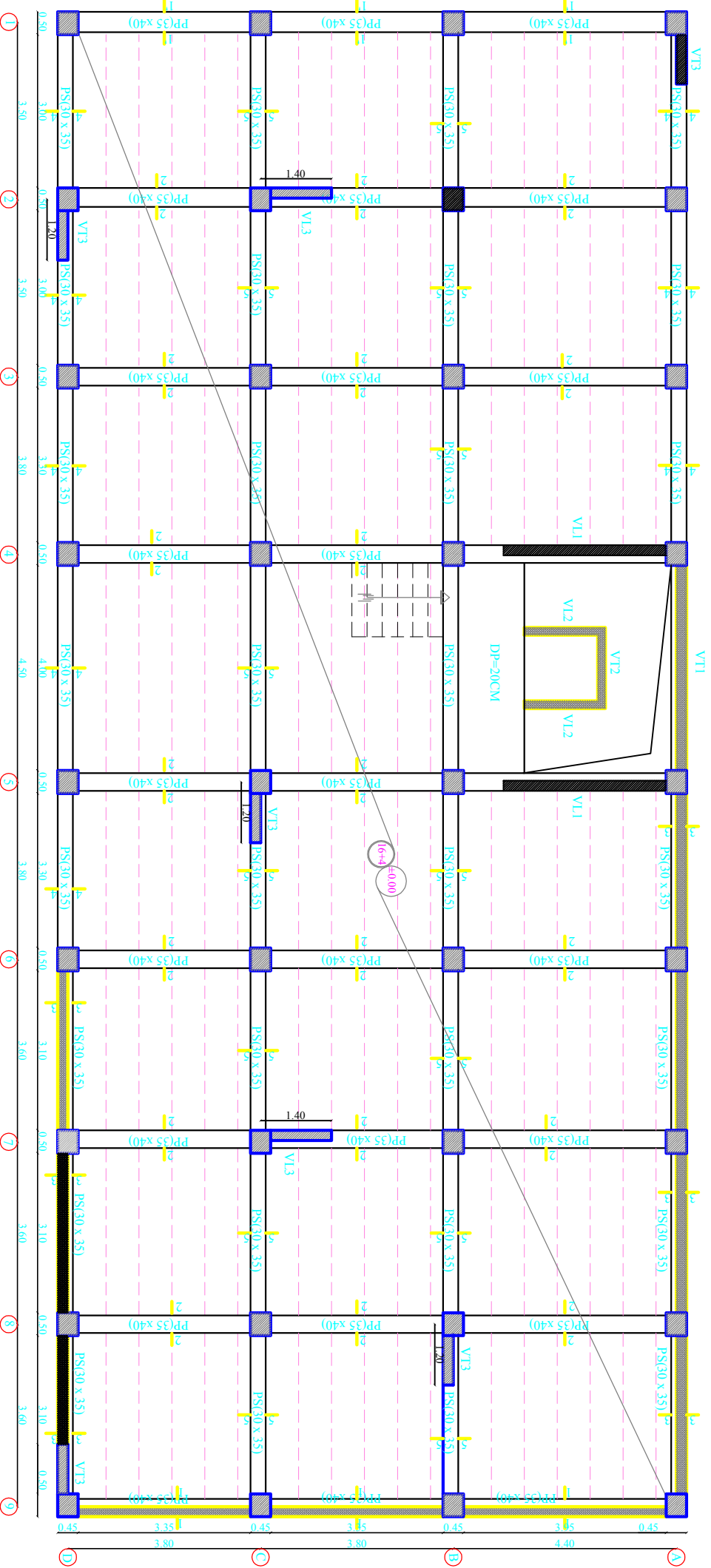
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91modifié 99).
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

Logiciels :

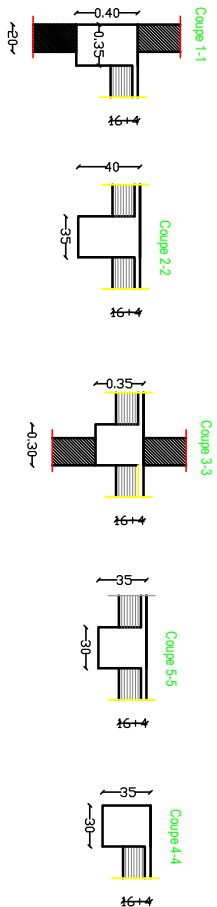
- ROBOTS
- Excel.
- . AUTOCAD

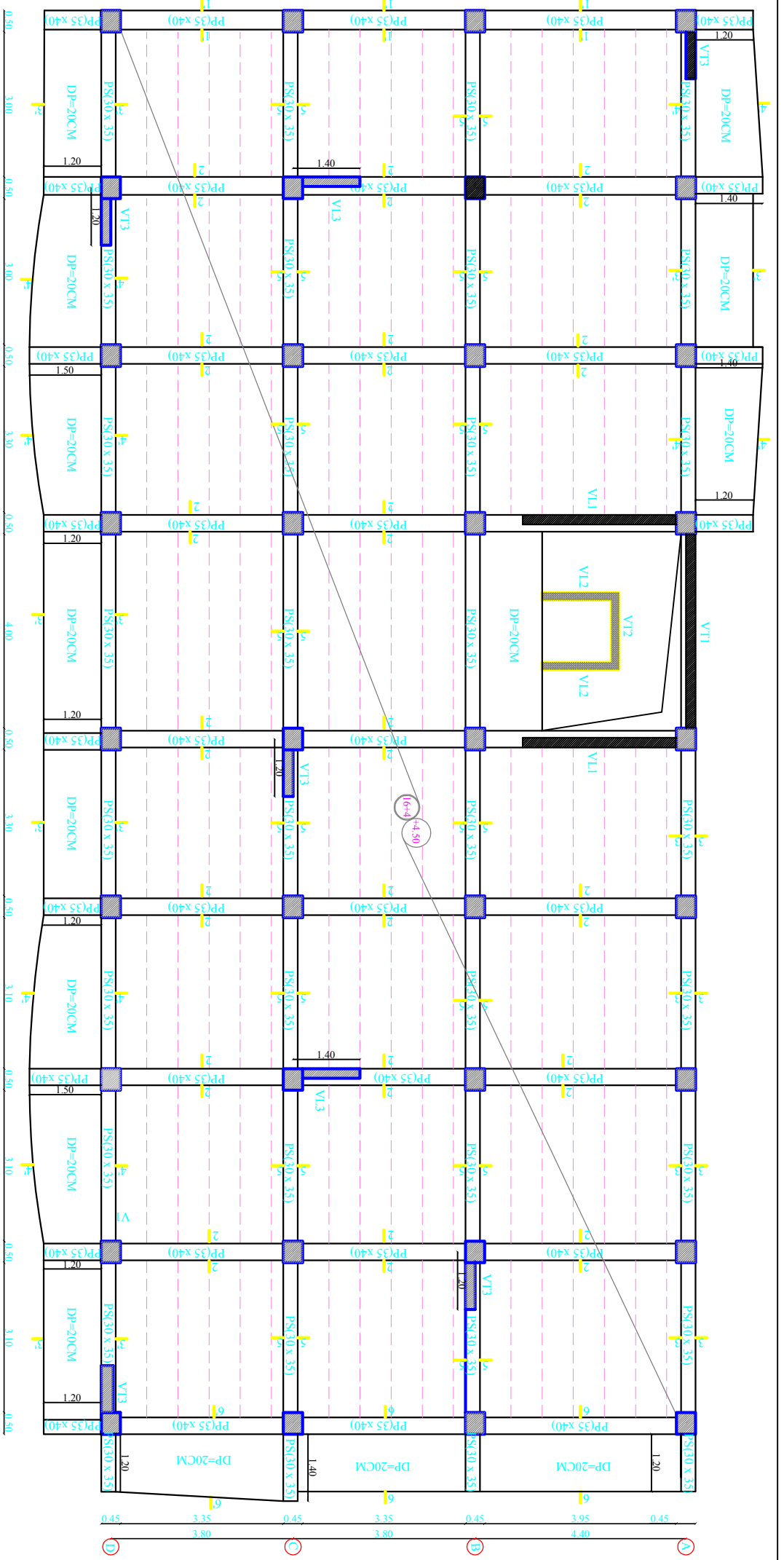
Ouvrages :

- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- JEAN PIERRE MAUGIN « Cours de béton armé BAEL 91 et DTU associés».

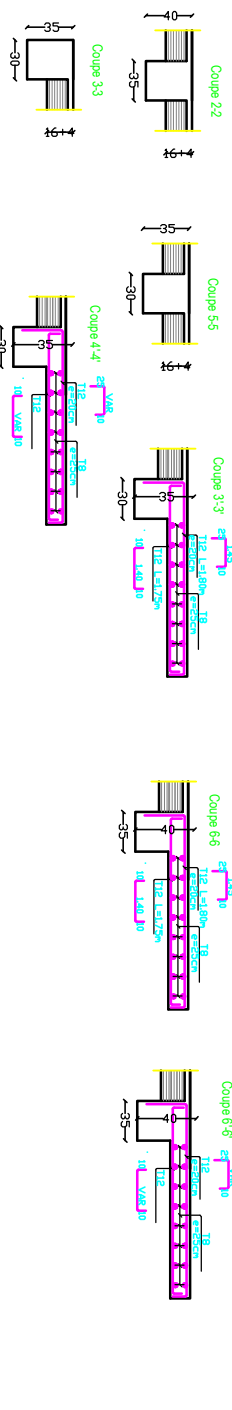


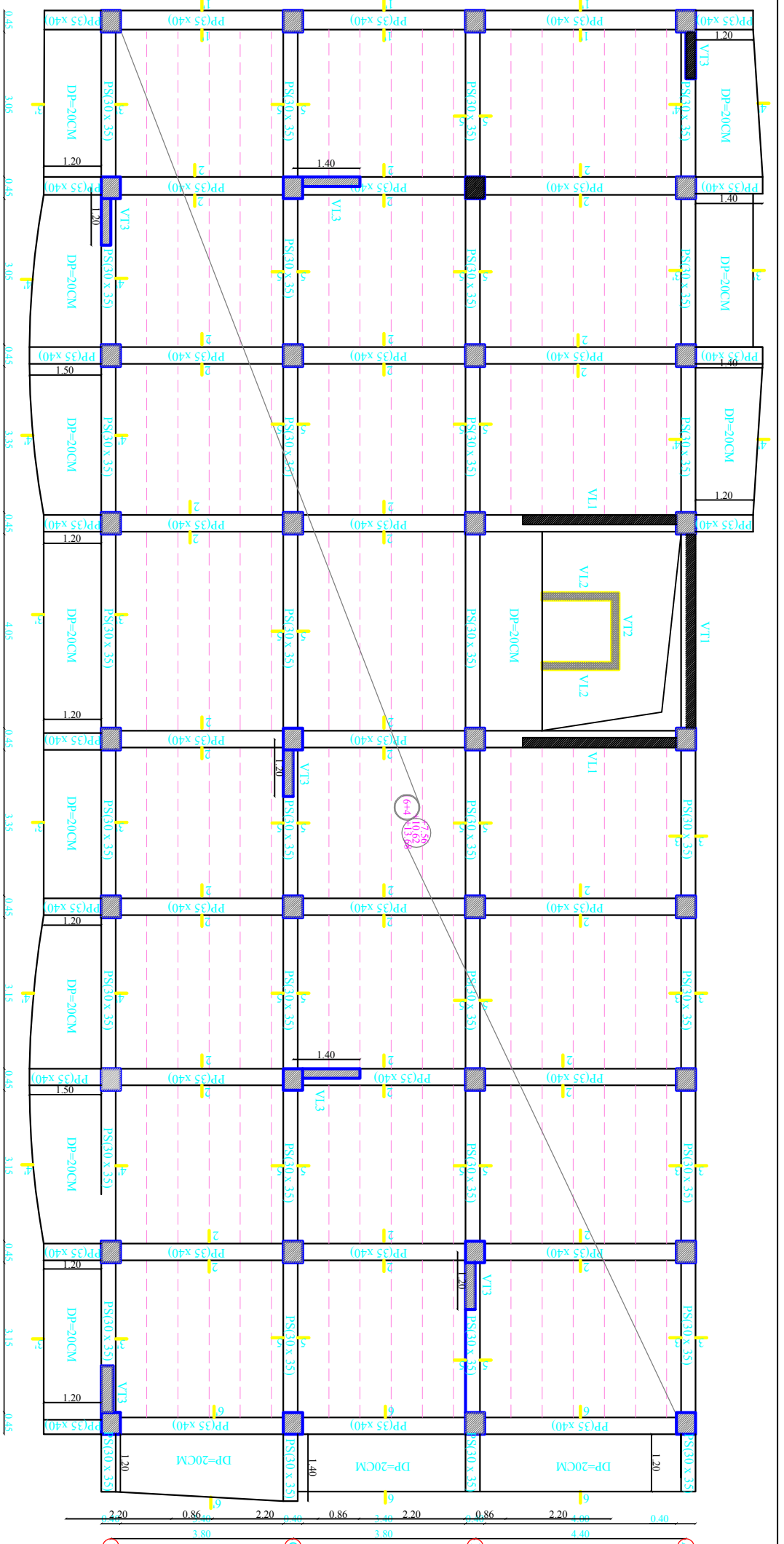
UNIVERSITE MOUOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wasilia Meille ALLIOUAT Samia		COFFRAGE PLANCHER	
Dirigé par: Mr. ILL OULI Saïd		plan: Echelle:1/50	
		2016/2017	





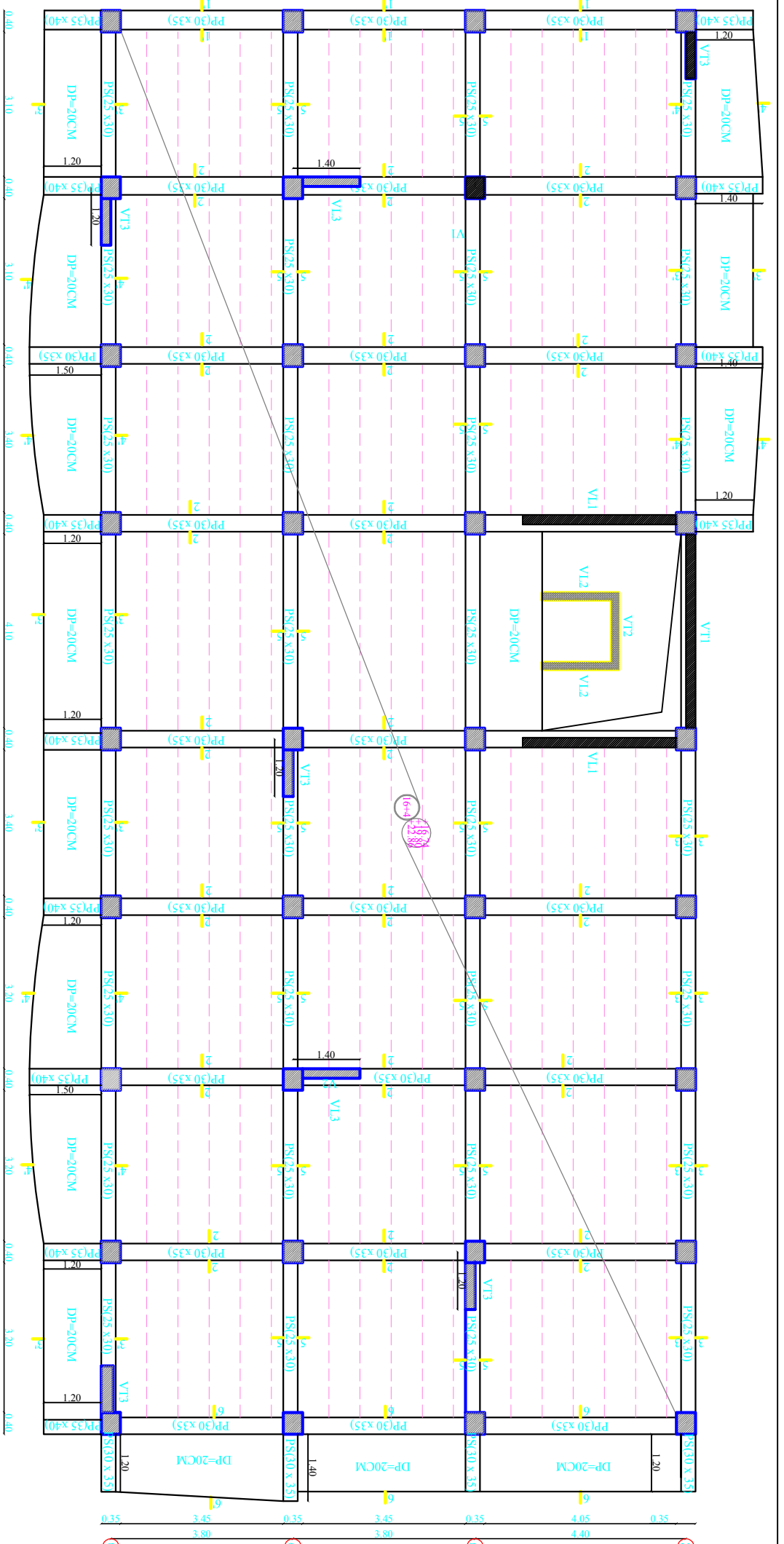
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wassila Melle ALLOUAT Samia		plan:	
Dirigé par: Mr. TILLOU Said		Echelle: 1/50	
COFFRAGE PLANCHER NIV.+4.50		2016/2017	



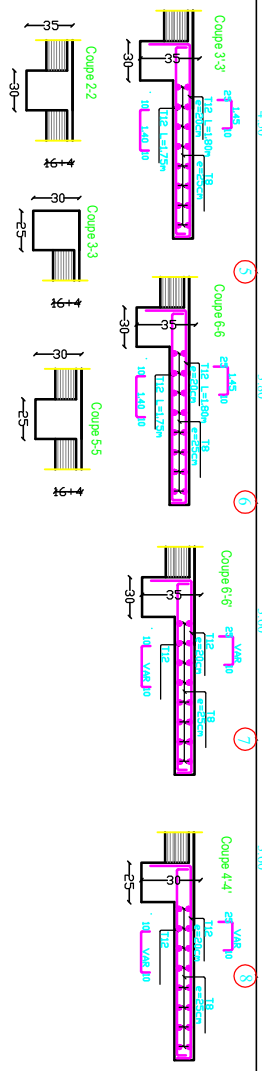


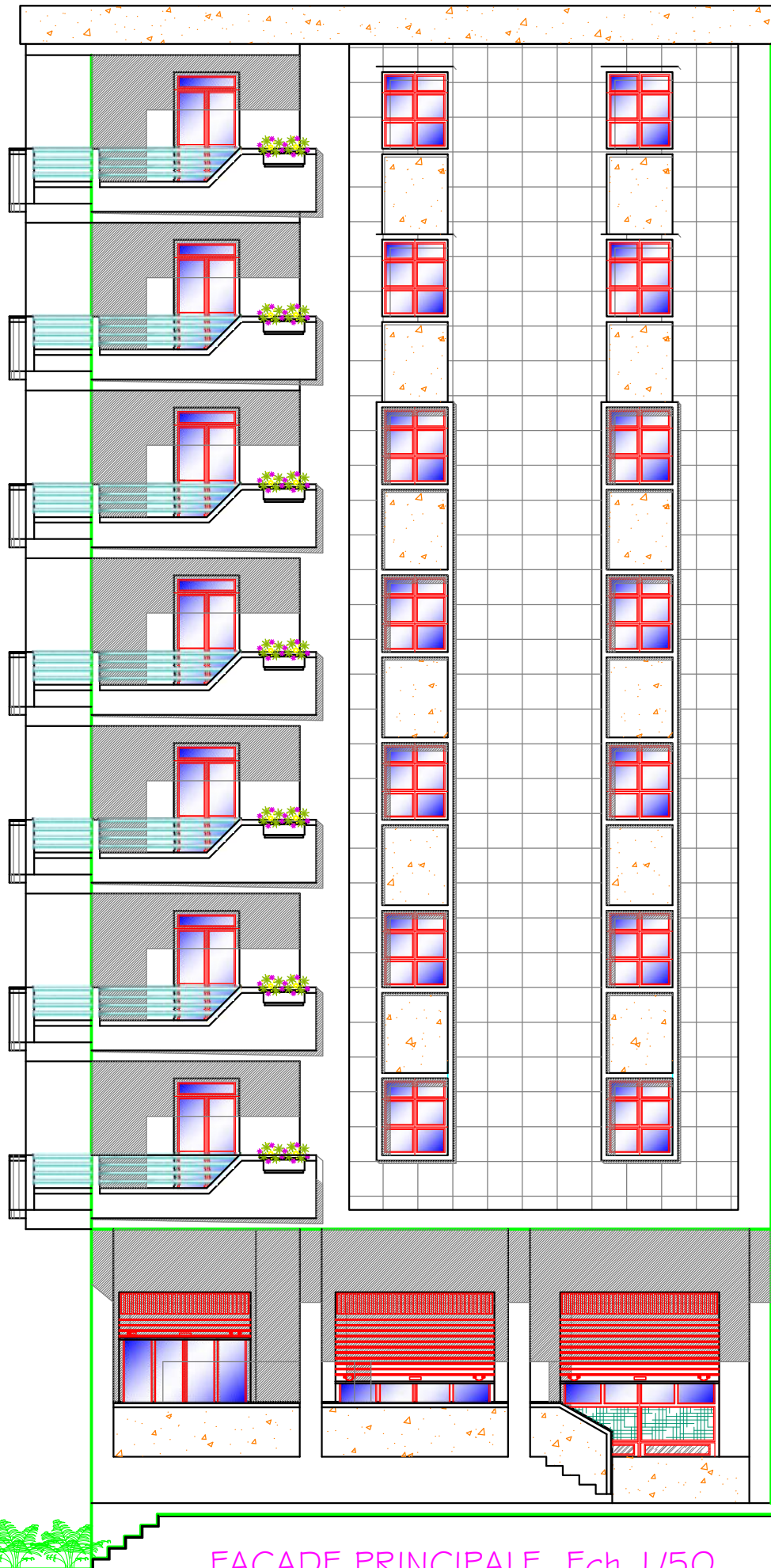
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wassila Melle ALLOUAT Samia		plan:	
Dirigé par: Mr. TILLOU Said		COFFRAGE PLANCHER NIV.+7.56,+10.62,+13.68	
		Echelle: 1/50 2016/2017	



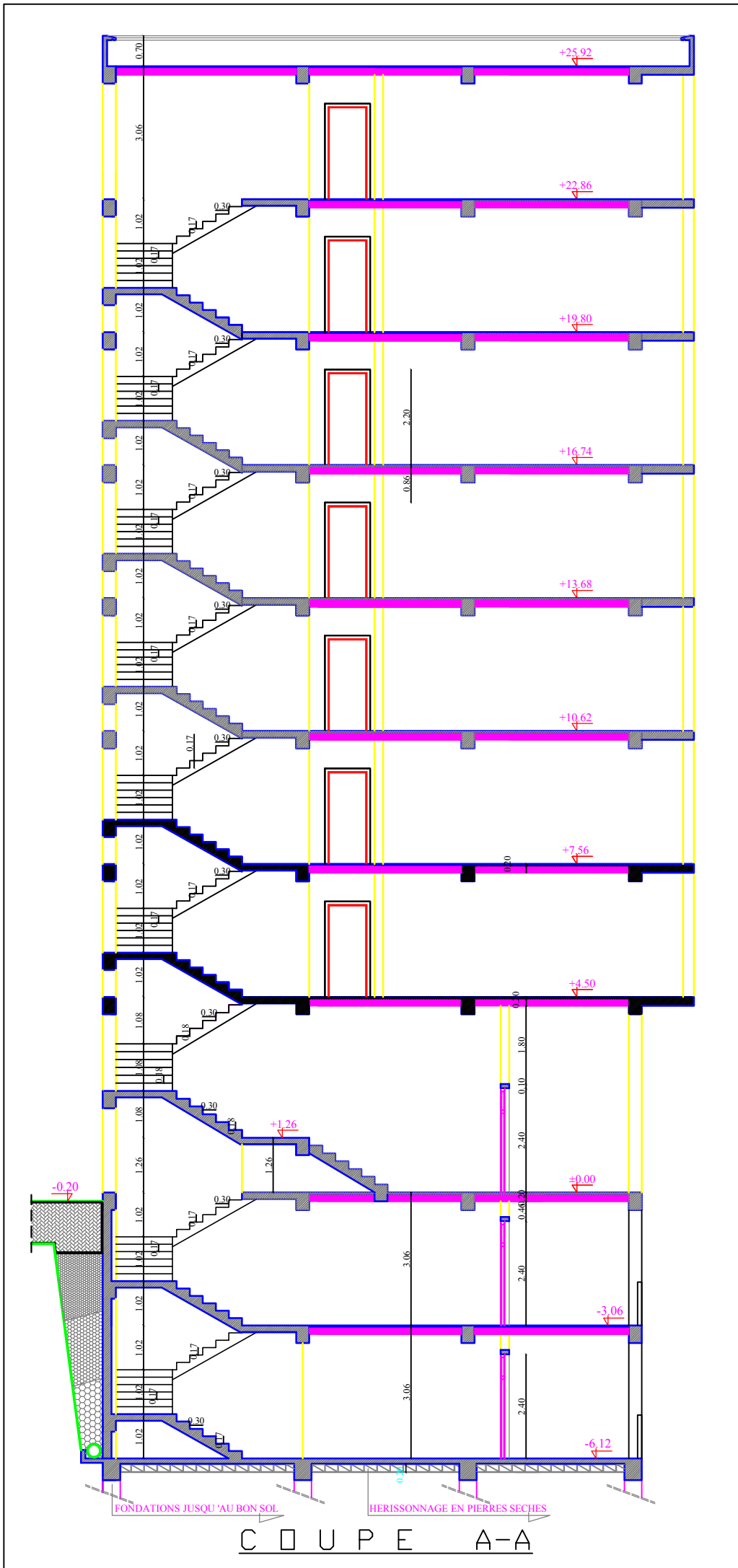


UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mme DRIF Wassila Melle ALLOUAT Samia		plan:	
Dirigé par: Mr. TILLOUL Saïd		Echelle: 1/50	
COFFRAGE PLANCHER NIV./+16.74,+19.80,+22.86		2016/2017	





FAÇADE PRINCIPALE Ech 1/50

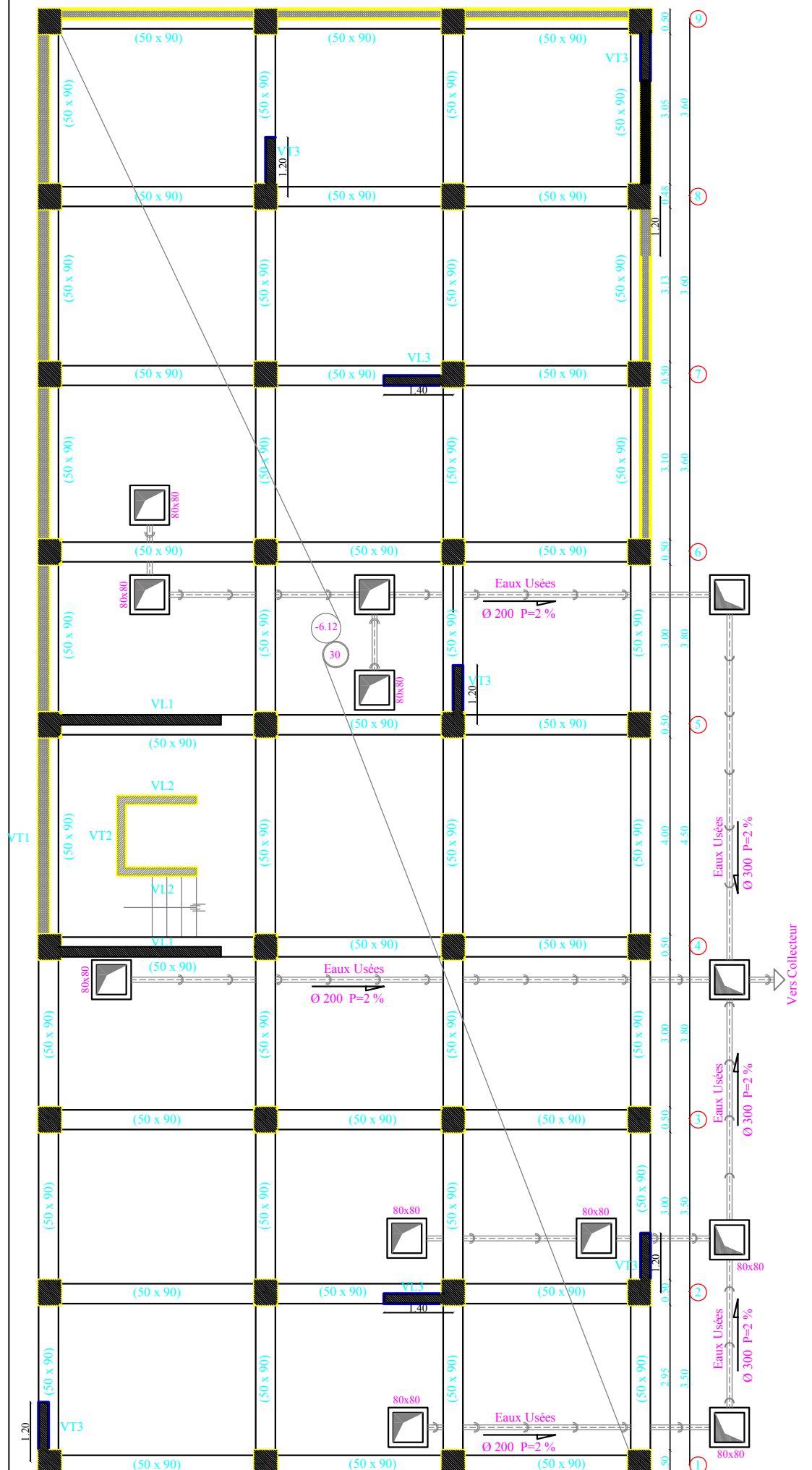


FONDATIONS JUSQU'AU BON SOL

HERISSONNAGE EN PIERRES SECHES

COUPE A-A

A 0.45 4.40 0.40 3.80 0.40 3.80 0.40
 0.45 3.95 0.40 3.40 0.40 3.40 0.40



UNIVERSITÉ MOHAMED EL BACHRAÏ DEPARTEMENT DE B.T.C. (B.T.C.)	Faculté des Arts et de la Construction Département de génie civil
Étudié par: Mme SIBIF Wassa Mlle ALLOUAT Samia	Plan: Echelle: 1/50
DIRIGÉ par: M. LLOUILLI Sam	PLAN DE FONDATIONS Echelle: 1/50
	2016/2017