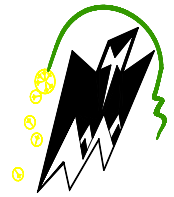


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

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

THEME

Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial avec l'application L'ETABS



Etudié par: M^{elle}. Benamara Tassadit
M^r. Sadali Mouhand ouidir
M^r Matouk Djaffar

Dirigé par : M^r. Bouamara

Année 2011/2012

Remerciement

Nous remercions avant tous Allah

De nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre Promoteur M^r BOUAMARA, pour ses orientations et ses conseils tout le long de notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants sans oublier le personnel de la bibliothèque de Génie civil.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront

Dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis(es) pour leur aide, leur patience, Leur compréhension et leur encouragement



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a :

A la mémoire de mon tantan samir qui me manque, Repose en paix

*Mes très chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver
Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant tout ma vi*

Mes grand-mère Zouina et Yamina que dieu les protèges

*Mes chers frères, David, Nabil, Djuba, Naghib qui sont toujours à mes coté et
n'ont jamais cessé de me soutenir.*

Mes tante Saida, Zinila et leur enfant, a Howa et son petit trésor Samira

Toute la famille BENAMARA et TEBANI

*Tous mes amis { Dyda
Ghanouch }, Samo, Sassa, Dihiya, Sadouch, Samia, Bila, Mari*

Karima, Zina, Wiza, Ilham, Samira

Mes chère binômes Alex, Djeff et leurs familles.

Toute la promotion 2011-2012

MOUSSASSA



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a :

*Mes très chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver
Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie*

Mon cher frère, mes deux sœurs LOULOUSE - SADIA

Toute la famille SADALI- SARAOUI

*Tous mes amis {hocine, monir, wali, bosboss, alilo, juju, kamal, mr handi
,akli, yidir, les anciens de michellet, les étudiants de oued aissi*

A Mlle ; Saraoui M

Mes chers binômes DJAFFER, SASSA ainsi que leurs familles.

*A Samia (T), hassiba, hdjilla, sabrina, dida, said, hamza,
said hip hop, LOUNESS,*

Toute la promotion 2011-2012

ALEX

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- La mémoire de mon père.*
- Ma mère.*
- Mon frère et sa femme, ainsi qu'à mes sœurs pour leurs présences à mes côtés et leurs maries.*
- Mon neveu et mes nièces, sans oublier bien sûr tous mes proches, mes très cher binômes (moh et sassa), mes amis (es) particulièrement (hassiba, hadjila, samia) pour leurs aides et encouragements et enfin toute la promotion de génie civil (2011-2012).*

« DJEFF »

Sommaire

INTRODUCTION

<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage</i>	<i>1</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>10</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments.....</i>	<i>25</i>
• <i>III-1-Plancher.....</i>	<i>25</i>
• <i>III-2-Salle Machine</i>	<i>43</i>
• <i>III-3- Escalier</i>	<i>51</i>
• <i>III-4- Balcon</i>	<i>102</i>
• <i>III-5- Acrotère.....</i>	<i>107</i>
<i>Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.....</i>	<i>114</i>
<i>Chapitre V : Vérification du RPA.....</i>	<i>141</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailage des poteaux</i>	<i>159</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailage des poutres</i>	<i>173</i>
<i>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</i>	<i>187</i>
<i>Chapitre IX : Étude de l'infrastructure.....</i>	<i>202</i>
<i>Conclusion</i>	

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 9 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

Chapitre 1

Présentation et description de l'ouvrage

I-1) Description et présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier une tour relativement élancée (R+9) à usage multiple (Commerces, bureaux et habitation); cette tour est située dans la wilaya de Constantine et elle est classée selon le **R.P.A 99version 2003**, comme étant une zone de moyenne sismicité (**ZoneIIa**)

La tour est implantée dans un site meuble (S3).

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « **Etude d'une tour (R+9) avec recherche de la position optimale des voiles** ».

La structure est composée de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Neuf étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escaliers.
- Une cage d'ascenseur.

Notre ouvrage à une ossature mixte (portique + voile).

I.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**a) Dimension en plan :**

- Longueur totale.....26 [m].
- Largeur totale..... 12.60 [m].

b) Dimension en élévation :

- Hauteur totale.....35.56 [m].
- Hauteur du Rez-de-chaussée.....4.42 [m].
- Hauteur d'étage courant 3.06 [m].
- Hauteur de l'acrotère..... 0.7 [m].

c) Données de site :

La tour est implantée dans une zone classée par le R.P.A 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.80$ bars.

d) Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi que par tous les règlements applicables en **Algérie**. **B.A.E.L91révisé 99 ; R.P.A99 version 2003 ; C.B.A93.**

I.3) Les éléments de la superstructure:**a) L'ossature :**

La tour est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

b) Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages, ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées et qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1,5%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) La maçonnerie :

c.1) Les murs extérieurs : ils seront réalisés en double cloison de 30 [cm] d'épaisseur, en briques creuses de 10 [cm] avec une lame d'air.

c.2) Les murs de séparation intérieurs : ils seront réalisés en simple cloison (briques creuses de 10[cm]).

d) Les escaliers :

L'escalier nous assure l'accès d'un niveau à un autre.

Les escaliers sont constitués de palier de repos et paillasse en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

Notre structure comporte :

- Un escalier balancé au RDC.

- Un escalier à deux volets et un palier de repos pour les étages courants.

e) Les revêtements :

- Revêtement en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

f) Les enduits :

- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

g) Éléments composant l'infrastructure :

- **Fondations :** Le choix de la fondation se fera selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol.

h) Système de coffrage :

- On opte pour un coffrage métallique (pour les voiles) afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique (En bois).

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**a) Le béton :**

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350 Kg/M^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

① Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64
Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée et calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)**

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

② Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12)}.$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

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

③ Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

- Contrainte de compression :

- ❖ A l'Etat limite ultime [ELU] :

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

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

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

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

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

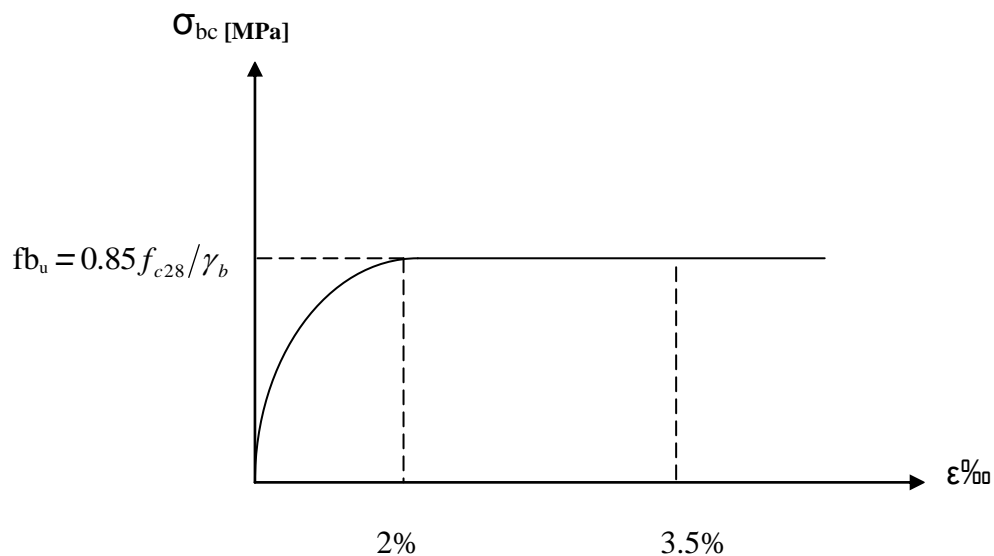
$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

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

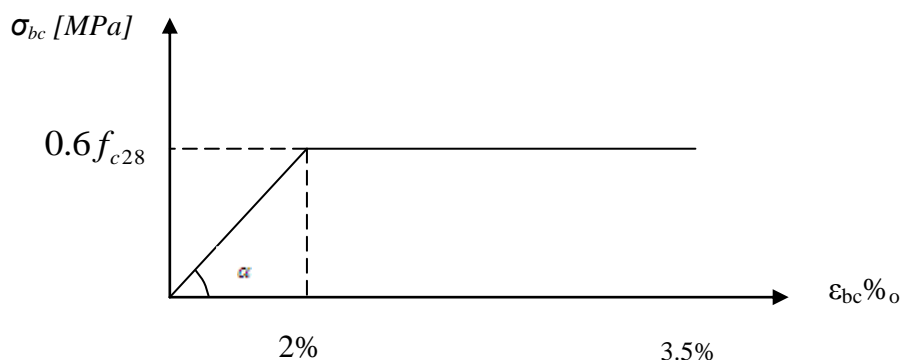
- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 [\text{MPa}]$

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

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :



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

$\text{tg}\alpha = E_b =$ module d'élasticité

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2)

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

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa$

- **Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/A.5.1,21] :**

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

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

④ **Module d'élasticité longitudinal :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

⑤ **Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

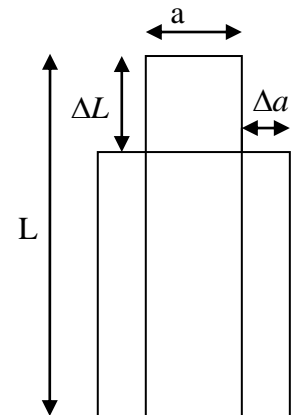
$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0.2 \longrightarrow \text{A l'ELU,} \\ \nu=0 \longrightarrow \text{A l'ELS.} \end{cases}$

⑥ Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :

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

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}}$$



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

b) L'acier :

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

- Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,
- Treillis soudés [TL 520].....fe = 520 MPa.

• fe : limite d'élasticité de l'acier.

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

① Module de déformation longitudinal :

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

② Contraintes limites :

❖ **A l'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :**

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

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

❖ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]:**

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

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

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

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

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

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

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

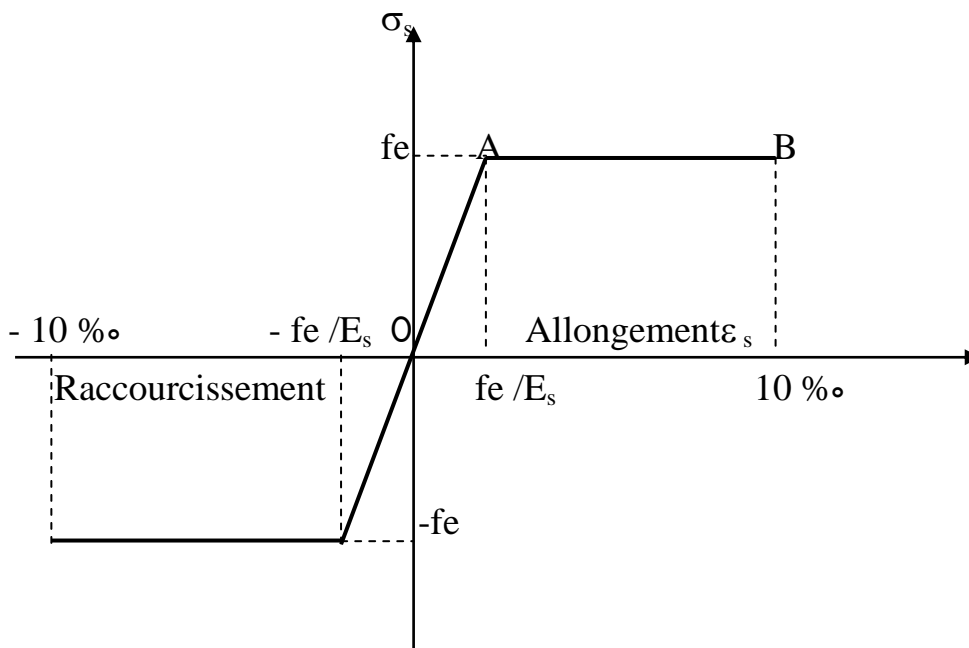
• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]:**

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

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

- η est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6 \text{ mm}$)

③ Diagramme de contrainte déformation de l'acier :



④ Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II- Pré dimensionnement des éléments :

II.1) Les planchers :

Un plancher est une aire plane séparant deux niveaux d'un bâtiment à comme fonction principal :

- Une fonction de résistance mécanique : qui consiste en premier lieu à supporter son poids propre ainsi les surcharges d'exploitation puis les transmettre aux éléments porteurs (system de contreventement).
- Une fonction d'étanchéité, d'isolation thermique et acoustique.

II.1.1) Les planchers en corps creux :

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

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

$$h_{tp} = \frac{L}{22,5} \implies \text{Formule du B.A.E.L 91}$$

Avec :

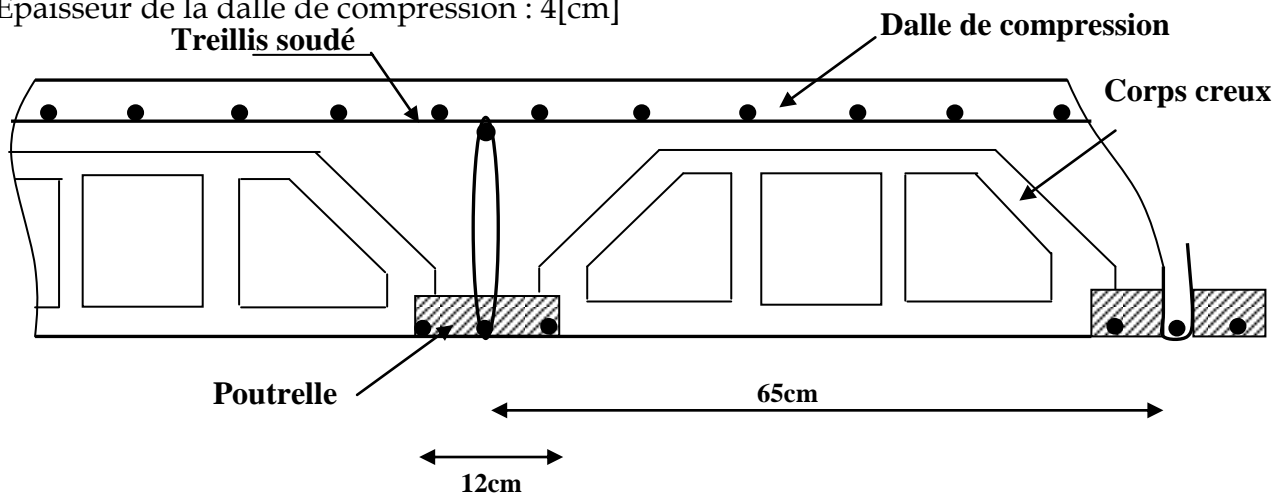
- h_{tp} : Hauteur totale du plancher.
- L : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 430 - 25 = 405 [\text{cm}] \quad h_{tp} = \frac{405}{22,5} = 18 [\text{cm}]$$

On adopte: $h_{tp} = 20 [\text{cm}]$.

Avec : Épaisseur du corps creux : 16[cm]

Épaisseur de la dalle de compression : 4[cm]



FigII .1 : coupe d'un plancher à corps creux

II.1.2) Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ [cm]} \text{ pour 1 heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11 \text{ [cm]} \text{ pour 2 heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On a $h_t = 20$ [cm] donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II.2) Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharge des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le **B.A.E.L 91**, Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_{tp} \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right. \text{ Tapez une équation ici.}$$

Avec :

L : portée entre nus d'appuis.

II.2.1) Les poutres principales (porteuses) :

- **Hauteur :**

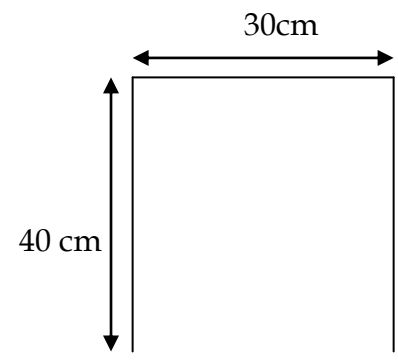
h_{tpp} : Hauteur des poutres principales.

$$L = 535 - 25 = 510 \text{ [cm].}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{510}{15} \leq h_{tpp} \leq \frac{510}{10} \\ 34 \leq h_{tpp} \leq 51 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc on opte pour } h_{tpp} = 40 \text{ [cm].}$$

- **Largeur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 h_{tpp} \leq b \leq 0,7 h_{tpp} \\ 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour } b = 30 \text{ [cm].}$$



$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ [cm}^2\text{]}$$

II.2.2) Les poutres secondaires :

- Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_{\text{tps}} \leq \frac{L}{10}$$

h_{tps} : Hauteur des poutres secondaires.

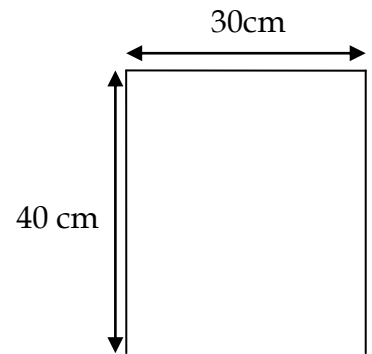
$$L=430-25=405 \text{ [cm].}$$

30cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{405}{15} \leq h_{\text{tps}} \leq \frac{405}{10} \\ 27 \leq h_{\text{tps}} \leq 40,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc on opte pour } h_{\text{tps}} = 40 \text{ [cm].}$$

- Largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 h_{\text{tps}} \leq b \leq 0,7 h_{\text{tps}} \\ 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right\} \rightarrow \text{On opte pour } b = 30 \text{ [cm].}$$



$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ [cm}^2\text{]}$$

II.2.3) Vérification des conditions du RPA :

a) Les poutres principales:

- $b = 30 \text{ [cm]} \geq 20 \text{ [cm]}$.
- $h_{\text{tpp}} = 40 \text{ [cm]} \geq 30 \text{ [cm]}$.
- $\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$.

b) Les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ [cm]} \geq 20 \text{ [cm]}$.
- $h_{\text{tpp}} = 40 \text{ [cm]} \geq 30 \text{ [cm]}$.
- $\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$.

Toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Conclusion :

-Poutres principales: $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ [cm}^2\text{]}$.

-Poutres secondaires: $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ [cm}^2\text{]}$.

II .3) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés a l'état limite de service (ELS) en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. La section sera déterminée partir de la décente de charge donnée par les règles de **BAEL91**. La section (S) du béton est celle du poteau le plus sollicité. Elle est donnée par la formule suivante :

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

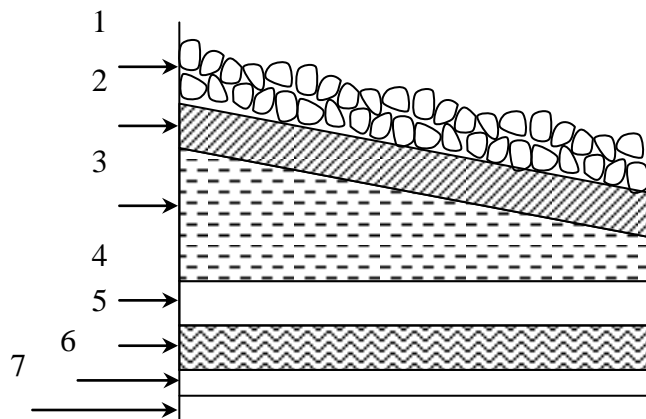
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- S : Section du poteau.
- N : Effort normal revenant au poteau

$$.N = G + Q$$

- ❖ **NOTE** : Dans un premier temps nous optons pour une section exigée par le **RPA 99** qui est **(25x25) [cm²]**.

II.4) Détermination des charges et surcharges :

II.4.1) Plancher terrasse (Inaccessible) :

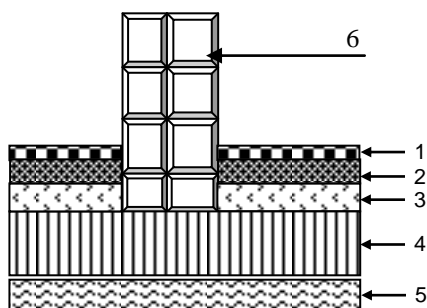


Fugueur II.2. Coupe transversal du plancher terrasse

Tableau II.1 : récapitulatif des charges revenant au plancher terrasse :

N°	Désignation	Épaisseur[m]	poids volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Étanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,1
4	Feuille de polyane	0,04	0,25	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G total				5,24

II.4.2) Plancher étage courant



Fugueur II.3. Coupe transversal du plancher étage courant

Tableau II.2 récapitulatif des charges revenant au plancher étage courant :

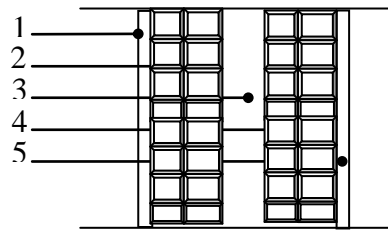
N°	Désignation	Épaisseur [m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,03	20	0,6
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	cloison de séparation	0,1	9	0,9
7	Enduit sur 2 coté	0,04	10	0,4
G total				5,84

II.4.3) Balcon (dalle pleine) :

Tableau II.3 récapitulatif des charges revenant au balcon :

N°	Désignation	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,03	20	0,6
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	22	0,44
G total				5,73

II.4.4) Les murs de façade (extérieurs) :

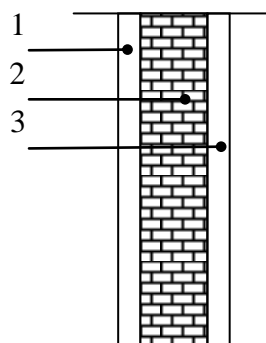


Fugueur II.4. Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.4 récapitulatif des charges revenant aux murs extérieurs :

N°	Désignation	Épaisseur [m]	pds volumique [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Enduit ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Brique creuse	0,1	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G total				2,44

II.4.5) Les murs de séparation (intérieurs) :



Fugueur II.5. Coupe vertical d'un mur de séparation

Tableau II.5 récapitulatif des charges revenant aux murs intérieurs :

N°	Désignation	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G total				1,3

II.4.6) Les autres éléments :

Tableau II.6 récapitulatif des charges revenant aux autres éléments :

éléments	escaliers	palier intermédiaire	acrotère
charges [KN/ml]	8,86	5,52	1,61

II.4.7) Les surcharges d'exploitations :

Tableau II.7 récapitulatif des surcharges d'exploitations :

Élément	Surcharges [KN/ml], [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
RDC (usage commerciale)	5
Balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

II.5) Localisation du poteau le plus sollicité :

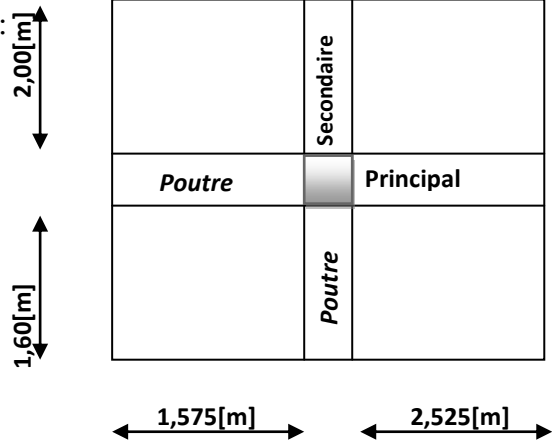
La section transversale du poteau est donné par :

$$S_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{bc} : Limite admissible du béton.

S_p : Section du poteau.

**II.5.1) Surface d'influence :**

$$S_{plan} = ((1,60 \times 1,575) + (1,60 \times 2,525) + (2,00 \times 1,575) + (2,00 \times 2,525)) = 14,76 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{Tot} = 3,90 \times 4,40 = 17,16 \text{ [m}^2\text{]}$$

II.5.2) Poids des poutres revenant au poteau :

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,4 \times 4,40) \times 25 = 13,20 \text{ [KN]}.$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,40 \times 3,90) \times 25 = 11,7 \text{ [KN]}.$$

D'où le poids des poutres est :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 24,90 \text{ [KN]}.$$

II.5.3) Poids des planchers revenant au poteau :

- **Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 15,148 \times 5,24 = 79,376 \text{ [KN]}.$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$G_{pe} = 15,148 \times 5,84 = 88,464 \text{ [KN]}.$$

II.5.4) Poids des poteaux :

- **Poteaux d'étages courants :**

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

- **Poteau du RDC :**

$$G_{P.RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 4,42 \times 25 = 6,91[\text{KN}]$$

II.5.5) Surcharges d'exploitations :

La surface d'influence $S_{\text{Tot}} = 3,90 \times 4,40 = 17,16 [\text{m}^2]$

- **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 17,16 \times 1,00 = 17,16 [\text{KN}].$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 17,16 \times 1,50 = 25,74[\text{KN}].$$

- **Plancher d'étage commercial (R.D.C) :**

$$Q_9 = Q_8 = 17,16 \times 5,0 = 85,8[\text{KN}].$$

II.5.6) La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Elles s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

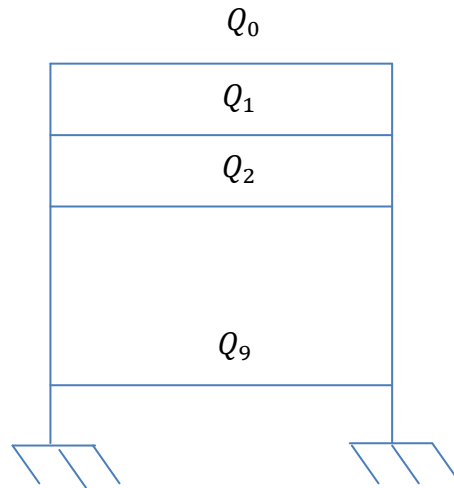
Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

- **Coefficients de dégression de surcharges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_0 Q_0 \\ \sum_1 = Q_0 + Q_1 \\ \sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\ \vdots \\ \sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{array} \right.$$

Tableau II-8 Coefficients de dégression de surcharges :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients.	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,69	0.67



Terrasse : $Q_0 = 17,16 \text{ [KN]}$

NIV 8 : $Q_0 + Q_1 = 17,16 + 25,74 = 42,91 \text{ [KN]}$

NIV 7 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,16 + 0,95(25,74 \times 2) = 66,07 \text{ [KN]}$

NIV 6 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,16 + 0,90(25,74 \times 3) = 86,66 \text{ [KN]}$

NIV 5 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,16 + 0,85(25,74 \times 4) = 104,68 \text{ [KN]}$

NIV 4 : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,16 + 0,80(25,74 \times 5) = 120,12 \text{ [KN]}$

NIV 3 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,16 + 0,75(25,74 \times 6) = 132,99 \text{ [KN]}$

NIV 2 : $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,16 + 0,714(25,74 \times 7) = 145,81 \text{ [KN]}$

NIV 1 : $Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,16 + 0,69((25,74 \times 7) + 85,8) = 200,69 \text{ [KN]}$

RDC : $Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 252,85 \text{ [KN]}$

Tableau II.9 des sections des poteaux des différents niveaux :

NIVEAUX	CHRGES PERMANANTES [KN]					CHARGES D'EXPLOITATIONS [KN]		EFFORTS NORMAUX	SECTIONS [Cm ²]		
	G planch	G pout	G POT	G TOT	G CUM	Q(KN)	Q CUM	NS=GC+Qc	S=N/σ _{bec}	A[Cm]	S adop
9	79,376	24,90	4,780	109,056	109,056	17,160	17,160	126,216	84,144	9,17	35x35
8	88,464	24,90	4,780	118,144	227,200	25,740	42,900	270,100	180,00	13,41	35x35
7	88,464	24,90	4,780	118,144	345,344	25,740	66,070	411,414	274,278	16,56	35x35
6	88,464	24,90	4,780	118,144	463,488	25,740	86,660	550,148	366,765	19,15	35x35
5	88,464	24,90	4,780	118,144	581,632	25,740	104,680	686,312	457,541	21,39	40x40
4	88,464	24,90	4,780	118,144	699,776	25,740	120,120	819,896	546,597	23,38	40x40
3	88,464	24,90	4,780	118,144	817,920	25,740	132,990	950,910	633,940	25,18	40x40
2	88,464	24,90	4,780	118,144	936,064	25,740	145,810	1081,874	721,249	26,86	45x45
1	88,464	24,90	4,780	118,144	1054,208	85,800	200,690	1254,898	836,598	28,92	45x45
RDC	88,464	24,90	6,910	120,274	1174,482	85,800	252,850	1427,332	951,554	30,85	45x45

II.5.7) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.4.1 du RPA99) :

- $\text{Min}(b; h) \geq 25[\text{cm}]$
- $\text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage.

$\text{Min}(b, h) = 40 [\text{cm}] \geq 25 [\text{cm}]$ condition vérifiée pour (le RDC, 1, 2, Etage)

➤ **poteaux du RDC (45× 45):**

$$\text{a) } \frac{h_e}{20} = \frac{4,42 - 0,40}{20} = 0,201 [\text{m}]$$

$\text{Min}(45 ; 45) = 45 \geq 20.1 [\text{cm}]$ condition vérifiée

$$\text{b) } \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \rightarrow 0,25 < 1,00 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **poteaux des étages (1, 2) de section (45 × 45):**

$$\text{a) } \frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,40}{20} = 0,133 [\text{m}]$$

$\text{Min}(45 ; 45) = 45 [\text{cm}] \geq 13,3 [\text{cm}]$ condition vérifiée

$$\text{b) } \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \rightarrow 0,25 < 1,00 < 4 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Poteaux Des Etages (3 ,4 ,5) de section (40x40) :**

$\text{a) } \text{Min}(40 ,40) = 40 [\text{cm}] \geq 25 [\text{cm}]$ condition vérifiée

$$\text{b) } \frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,40}{20} = 0,133 [\text{m}].$$

$\text{Min}(40,40) = 40 [\text{cm}] > 13.3 [\text{cm}]$ condition vérifiée.

$$\text{c) } \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **poteaux des étages (6, 7, 8, 9) de section (35x35) :**

$\text{a) } \text{Min}(35 \times 35) = 35 [\text{cm}] > 25 [\text{cm}]$ condition vérifiée.

$$\text{b) } \frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,40}{20} = 0,133 [\text{m}].$$

$\text{Min}(35 \times 35) = 35 [\text{cm}] > 13.3 [\text{cm}]$ condition vérifiée.

$$\text{c) } \frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4 \rightarrow 0,25 < 1,00 < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

II.5.8) Vérification au flambement :

La vérification au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : Élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement avec : $l_f = 0,7l_0$

i : rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B : section transversale du poteau avec : $B = b \times h$

l_0 : longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{b \times h^3 / 12}{b \times h}}} = \frac{0,7 \times l_0 \times \sqrt{12}}{h} = 0,7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{h} = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

Donc : $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{h}$

➤ **Application numérique :**

- **Poteaux du RDC (45× 45) [cm²] :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{4,42 - 0,40}{0,45} = 21,62 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **poteaux des étages : (1, 2) de section (45× 45) [cm²] :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{3,06 - 0,40}{0,45} = 14,30 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **poteaux des étages : (3, 4, 5) de section (40× 40) [cm²] :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{3,06 - 0,40}{0,40} = 16,02 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux des étages : (6, 7, 8, 9) de section (35× 35) [cm²] :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{3,06 - 0,40}{0,35} = 18,39 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **poteaux circulaires (60× 60) [cm²] :**

$$I = \frac{3,14 \times D^4}{64} = 0,006 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$B = \pi \times r^2 = 3,14 \times 0,3^2 = 0,283 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 \times 7,08}{\sqrt{\frac{0,006}{0,283}}} = 34,03 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :** condition vérifiée pour tous les poteaux de la structure.

II.6) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en BA destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges Horizontales, d'autre part à reprendre une partie des Charges verticales (murs porteurs).

Selon le **RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.1)**.

Les éléments

Considérés comme voiles doivent satisfaire

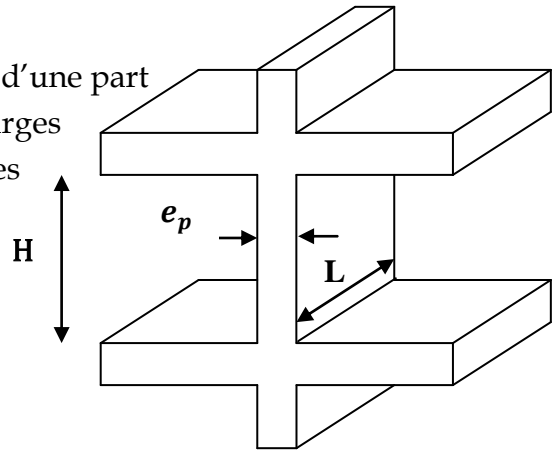
La condition Suivante :

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

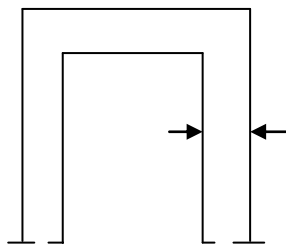
L_{voile} : Porté min du voile

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la

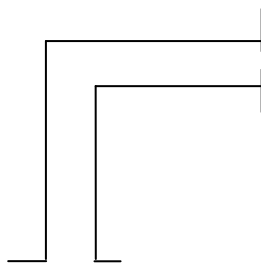
Hauteur libre de l'étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités



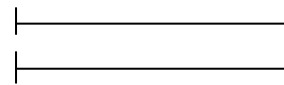
Fugueur II.6. Coupe de voile en élévation



$$e_p \geq \frac{h_e}{25}$$



$$a e_p \geq \frac{h_e}{22}$$



$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

❖ **Note :** les voiles utilisées dans notre bâtiment sont des voiles linéaires.

- **Voiles du RDC :** $h_e = 442 - 40 = 402$ [cm].

$$e_p \geq \frac{402}{20} = 20.10$$
[cm] On opte : $e_p = 20$ [cm].

- **Voiles des étages courants :** $h_e = 306 - 40 = 266$ [cm].

$$e_p \geq \frac{266}{20} = 13,3$$
[cm] On opte : $e_p = 20$ [cm].

❖ **Conclusion :** Nous adoptons des voiles linéaires de 20 [cm] d'épaisseur.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1) Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. sauf pour les portes à faux et la salle machine, ils sont en dalles pleines ainsi que le panneau intermédiaire de l'escalier.

Le plancher à corps creux est constitué de :

Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction portante. La distance entre axes des poutrelles est de 65 [cm], disposées suivant la petite portée.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 20 [cm].

Une dalle de compression en béton de 4 [cm] d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration due au retrait.
- Résister aux effets de charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment les cloisons.

III.1.1) Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} \text{ Si } 50 [\text{cm}] \leq L' \leq 80 [\text{cm}].$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Si } L' < 50 [\text{cm}]$$

A_{\perp} : Armatures (section d'armatures) perpendiculaires exprimé en [cm²].

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en [MPa]

L' : Entre axe des poutrelles, exprimé en [cm].

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 65 [\text{cm}] \\ f_e = 520 [\text{MPa}] \end{array} \right\} \Rightarrow \{50 [\text{cm}] \leq L' \leq 80 [\text{cm}]\}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L'}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 [\text{cm}^2/\text{ml}] \quad \text{on prend } 5T4 = 0,63 [\text{cm}^2].$$

$$A_{\perp} = 5T4 \quad \text{avec un espacement } e = 20 [\text{cm}].$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 [\text{cm}^2/\text{ml}].$$

Soit $5T4 = 0,63 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement $e = 20 [\text{cm}]$

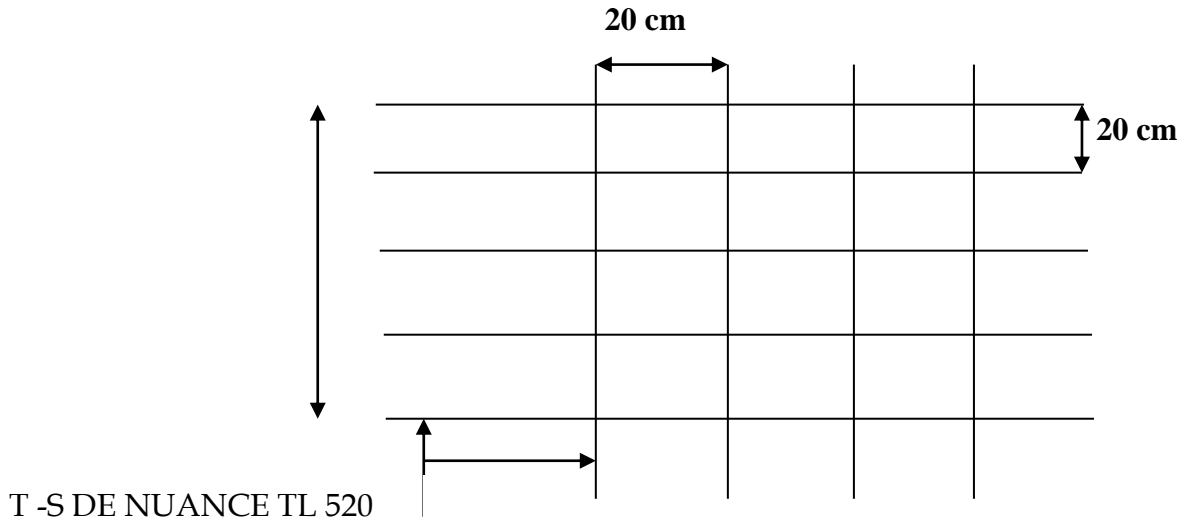


Figure.III.1.Ferrailage de la dalle de compression

$e_{//} = 20 [\text{cm}] < 33 [\text{cm}]$ et $e_{\perp} = 20 [\text{cm}] \leq 20 [\text{cm}] \Rightarrow$ donc la est condition vérifiée.

III.1.2) Calcul des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie, le calcul se fera en deux étapes :

a) calcul avant coulage de la dalle de compression :

-Avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ses deux extrémités.

Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

1) les charges et surcharges:

- Poids propre de la poutrelle : $0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 [\text{KN}/\text{ml}]$
- Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 [\text{KN}/\text{ml}]$
- Surcharge q due au poids propre de l'ouvrier : $q = 1 [\text{KN}/\text{ml}]$

2) Les combinaison d'action :

➤ à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5(1) = 2,5[\text{KN/ml}]$$

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

$$L = 4,0[\text{m}]$$

L:longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles

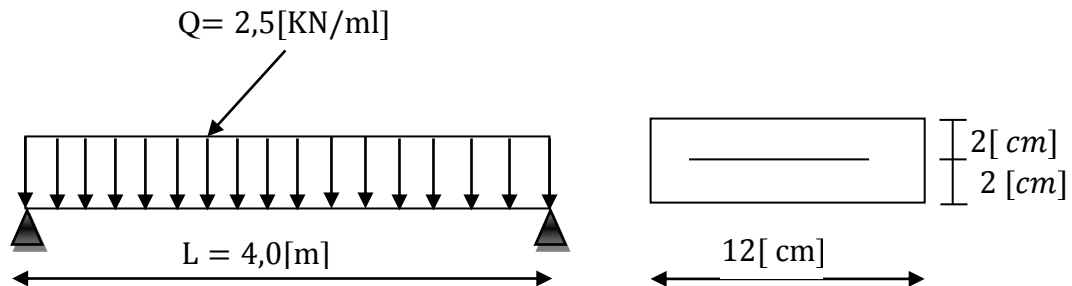


Figure III.2 Schéma statique de la poutrelle

3) Ferrailage à L'ELU:

- Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,0)^2}{8} = 5,0[\text{KN. ml}]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{2,5 \times 4,0}{2} = 5,0[\text{KN}]$$

- Ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 [\text{cm}]$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,0 \times 10^6}{12 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^3} = 7,335 > \mu_1 = 0,392$$

⇒ S D A

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

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

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- Détermination de la longueur d'étaie :

$$\mu_b = \frac{qL^2/8}{bd^2f_{bu}} \leq 0,392$$

$$L \leq \sqrt{\frac{8 \times 0,392 \times bd^2 f_{bu}}{q_u}} \text{ Donc } L \leq \sqrt{\frac{8 \times 0,392 \times 12 \times 2^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2}{2,5 \times 10}}$$

$$L \leq 92,47 \text{ [cm]}$$

Et on a : $80 \leq L \leq 120$ [cm] donc on prend $L = 90$ [cm].

b)- Calcul après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges revenant au plancher.

b.1) Détermination de la largeur de la table de compression :

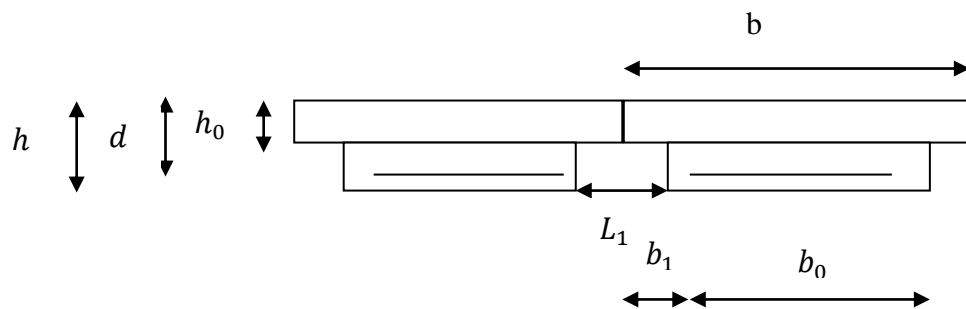


Figure.III.3 Schéma statique de calcul

La poutrelle est calculée comme une poutre en T, donc il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchit est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes : **[Règles de BAEL ART A.4.1.4].**

- ❖ $b_1 \leq \frac{L_1}{2}$ L_1 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- ❖ $b_1 \leq \frac{L_2}{10}$ L_2 : Portée libre de la poutrelle.
- ❖ $b_1 \leq \frac{2}{3} x$ x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.
- ❖ $b_1 \leq \frac{L_2 + L}{40} + \frac{2}{3} x$

b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

Plancher (16+4) [cm]

$h = 20$ [cm] ; $h_0 = 4$ [cm] ; $d = 18$ [cm] ; $b_0 = 12$ [cm]

$L = 4,0$ [m]; $L_1 = 0,53$ [m]

$$b_1 \leq \frac{1}{2} \times 53 = 26,5[\text{cm}].$$

$$b_1 \leq \frac{1}{10} \times 400 = 40[\text{cm}].$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{400}{2} \right) = 133,33[\text{cm}].$$

$$b_1 \leq \frac{400+400}{40} + \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} \leq 153,33 [\text{cm}]$$

$$\Rightarrow b_1 = \min (1, 2, 3, 4) = 26,5[\text{cm}].$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 [\text{cm}].$$

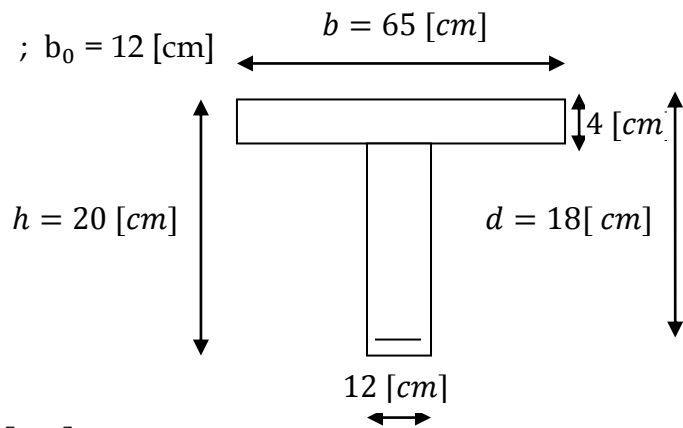


Figure.III.4 Schéma statique de calcul

La largeur efficace de la table de compression est égale à 65 [cm].

b.2) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode de Caquot.
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.

1) Vérification Des Conditions D'application De La Méthode Forfaitaire ;

➤ les charges d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/ml.

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

$$2 \times G = 2 \times 5,84 \times 0,65 = 7.592[\text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 7.592 [\text{KN/ml}] \\ 5 [\text{KN/ml}] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

\Rightarrow Cette condition est vérifiée.

➤ les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,30}{3,50} = 1,23$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{4,25} = 0,82$$

➤ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

⇒ **Cette condition est vérifiée.**

➤ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

➤ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable.

2) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

3) Exposé de la méthode

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

➤ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

➤ M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

➤ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

➤ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$- M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\}$$

$$- M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.

- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

4) Application de la méthode :

Dans notre cas on a deux types de poutrelles :

- 1) poutrelle à trois travées
- 2) poutrelle à deux travées

4.1) Poutrelles à trois travées : on prend le cas du RDC ($Q=5[\text{KN}/\text{m}^2]$)

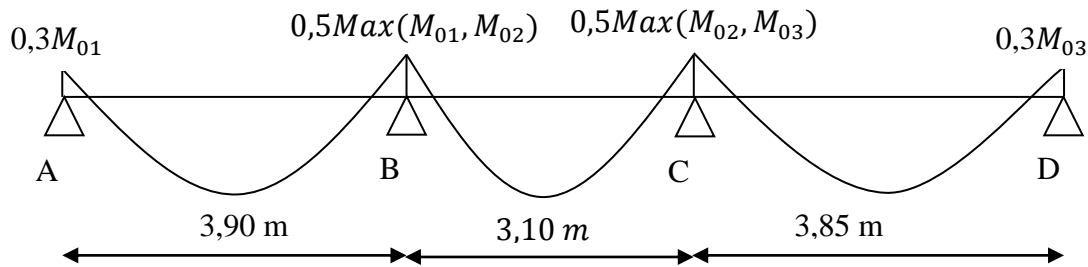


Figure III.5 Schéma statique des poutrelles à trois travées

M_{01}, M_{02}, M_{03} : Moments isostatiques en travées.

4.1.1) Calcul à L'ELU:

- **charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher : $G = 5,84 \times 0,65 = 3,796 [\text{KN}/\text{ml}]$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 [\text{KN}/\text{ml}]$.

- **Combinaison de charge à L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,796) + (1,5 \times 1,625) = 7,562 [\text{KN}/\text{ml}].$$

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,796} = 0,30$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,3 = 1,09$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,3}{2} = 0,545$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,3}{2} = 0,645$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = 7,562 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 14,38 \text{ [KN. m]} \quad M_{02} = 7,562 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 9,08 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{03} = 7,562 \times \frac{(3,85)^2}{8} = 14,01 \text{ [KN. m]}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 14,38 = 4,314 \text{ [KN. m]} \quad M_B = 0,5M_{01} = 0,5 \times 14,38 = 7,19 \text{ [KN. m]}$$

$$M_C = 0,5M_{03} = 0,5 \times 14,01 = 7,0 \text{ [KN. m]} \quad M_D = 0,3M_{03} = 0,3 \times 14,01 = 4,20 \text{ [KN. m]}$$

- Calcul des moments en travées :

- Étude de la travée de rive AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}\} \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,09 \times (14,38) - \frac{4,314 + 7,19}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 9,92 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0,645 \times 14,38 \Rightarrow M_{tAB} \geq 9,27 \text{ [KN. m]}$$

On prend donc : **$M_{tAB} = 9,92 \text{ [KN. m]}$**

- Étude de la travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}\} \Rightarrow M_{tBC} \geq 1,09 \times (9,08) - \frac{7,19 + 7,0}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 2,80 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1,0 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,545 \times 9,08 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4,95 \text{ [KN. m]}$$

On prend donc : **$M_{tBC} = 4,95 \text{ [KN. m]}$**

- Étude de la travée de rive CD :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}\} \Rightarrow M_{tCD} \geq 1,09 \times (14,01) - \frac{7 + 4,2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq 9,67 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0,645 \times 14,01 \Rightarrow M_{tCD} \geq 9,04 \text{ [KN. m]}$$

On prend donc : **$M_{tCD} = 9,67 \text{ [KN. m]}$**

• **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :**

Les valeurs sont en [KN. m]

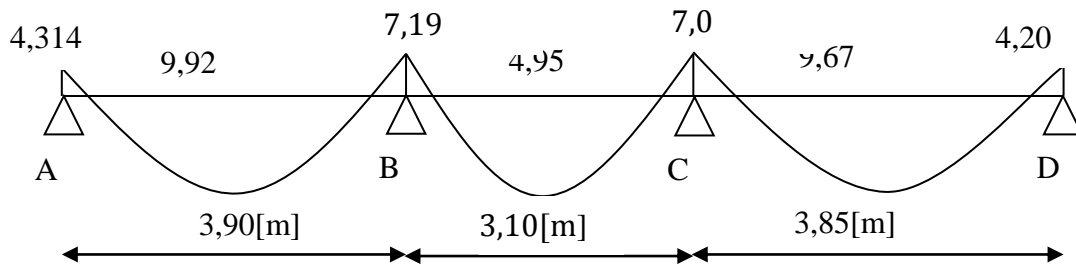


Figure III.6 Diagramme des moments fléchissant des poutrelles a trois

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_u(x) = \frac{q_u \times L_i}{2} - q_u X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}; \quad V_w = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_i}; \quad V_e = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_i}$$

Avec :

V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Les valeurs des efforts tranchants sont en [KN]

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_u L_i}{2}$	V_w	V_e
A-B	4,314	7,19	14,75	14,01	-15,49
B-C	7,19	7,0	11,72	11,78	-11,65
C-D	7,0	4,2	14,56	15,29	-13,83

• **Diagramme des efforts tranchants :**

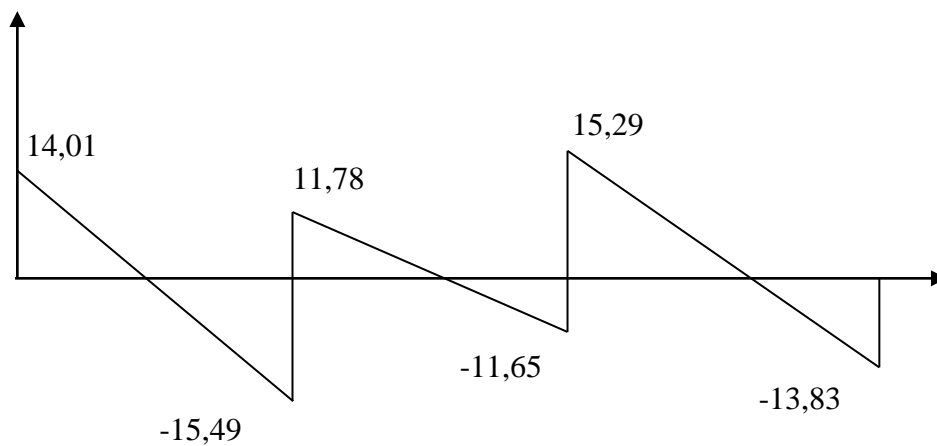


Figure III.7 Diagramme des efforts

4.1.2) Calcul à L'ELS :

On suit le même cheminement que l'ELU sauf qu'on remplace la charge q_u par q_s .

- **Combinaison de charge à L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,796 + 1,625 = 5,421 \text{ [KN/ml]}$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_{01} = 10,1 \text{ [KN.m]} \quad M_{02} = 6,51 \text{ [KN.m]} \quad M_{03} = 10,04 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = 3,09 \text{ [KN.m]} \quad M_B = 5,16 \text{ [KN.m]} \quad M_C = 5,02 \text{ [KN.m]} \quad M_D = 3,01 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments entravés :**

$$M_{tAB} = 7,12 \text{ [KN.m]} \quad M_{tBC} = 3,55 \text{ [KN.m]} \quad M_{tCD} = 6,93 \text{ [KN.m]}$$

- **Efforts tranchants :**

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_s L_i}{2}$	V_w	V_e
A-B	3,09	5,16	10,57	10,04	-11,10
B-C	5,16	5,02	8,40	8,44	-8,35
C-D	5,02	3,01	10,44	9,92	-10,96

4.2) Poutrelles à deux travées : on prend le cas de l'étage courant ($Q=1,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$)

4.2.1) Calcul à L'ELU :

- **charges et surcharges :**

➤ Poids propre du plancher : $G = 5,84 \times 0,65 = 3,796 \text{ [KN/ml]}$.

➤ Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ [KN/ml]}$.

- **Combinaison de charge à L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,796) + (1,5 \times 0,975) = 6,587 \text{ [KN/ml]}$$

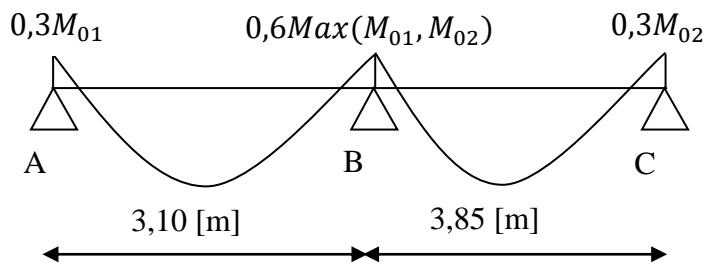


Figure III.8 Schéma statique des poutrelles a deux travées

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,796} = 0,204$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,204 = 1,061$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,204}{2} = 0,531$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,204}{2} = 0,631$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_{01}=7,912[\text{KN/m}] \qquad M_{02}=12,204[\text{KN/m}]$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A= 2,374[\text{KN. m}] \qquad M_B=7,322[\text{KN. m}] \qquad M_C= 3,661 [\text{KN. m}]$$

- **Moments entravés :**

$$M_{tAB}= 4,992 [\text{KN. m}] \qquad M_{tBC}=7,70 [\text{KN. m}]$$

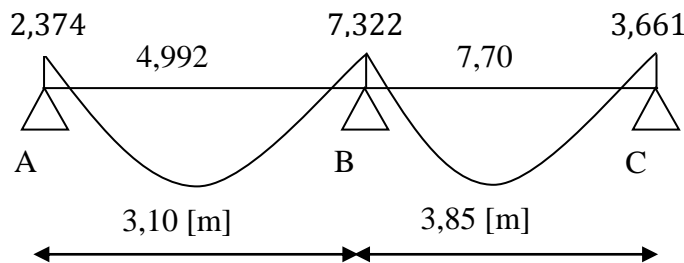


Figure III.9 Diagramme des moments des poutres a deux travées

- **Efforts tranchants :** les valeurs de v_e et v_w sont en [KN]

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_u \times L}{2}$	V_w	V_e
A-B	2,374	7,322	10,21	8,61	-11,81
B-C	7,322	3,661	12,68	13,63	-11,73

- **diagramme des efforts tranchants:**

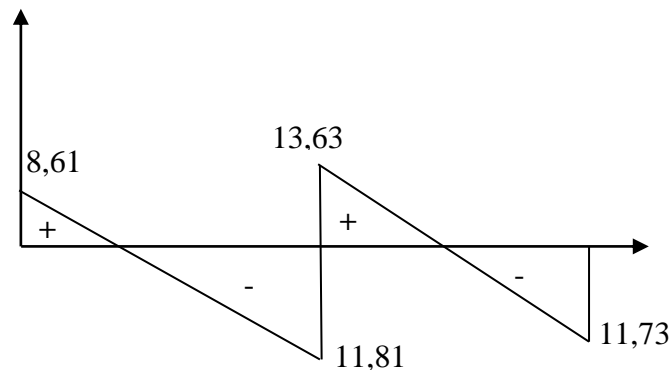


Fig. III.10 Diagramme de l'effort tranchant en [KN]

4.2.2) Calcul à L'ELS :

On suit le même cheminement que l'ELU sauf qu'on remplace la charge q_u par q_s .

- **Combinaison de charge à L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,796 + 0,975 = 4,771 \text{ [KN/ml]}$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_{01} = 5,73 \text{ [KN.m]} \quad M_{02} = 8,84 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = 1,72 \text{ [KN.m]} \quad M_B = 5,30 \text{ [KN.m]} \quad M_C = 2,65 \text{ [KN.m]}$$

- **Moments entravés :**

$$M_{tAB} = 3,05 \text{ [KN.m]} \quad M_{tBC} = 5,40 \text{ [KN.m]}$$

- **Efforts tranchants :** les valeurs de V_w et V_e sont en [KN]
-

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_s \times L}{2}$	V_w	V_e
A-B	1,72	5,30	7,39	6,235	-8,54
B-C	5,30	2,65	9,18	9,87	-8,50

- ❖ **Remarque:** les moments et les efforts maximums sont donnés par les travées sur trois appuis

4.2.3) Ferrailage:

- **Armatures longitudinales:**

➤ **En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 9,92 \text{ [KN.m]}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$$M_{\max}^t \ll M \quad \text{Donc} \quad \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

On considère notre section comme une section rectangulaire (b, h)

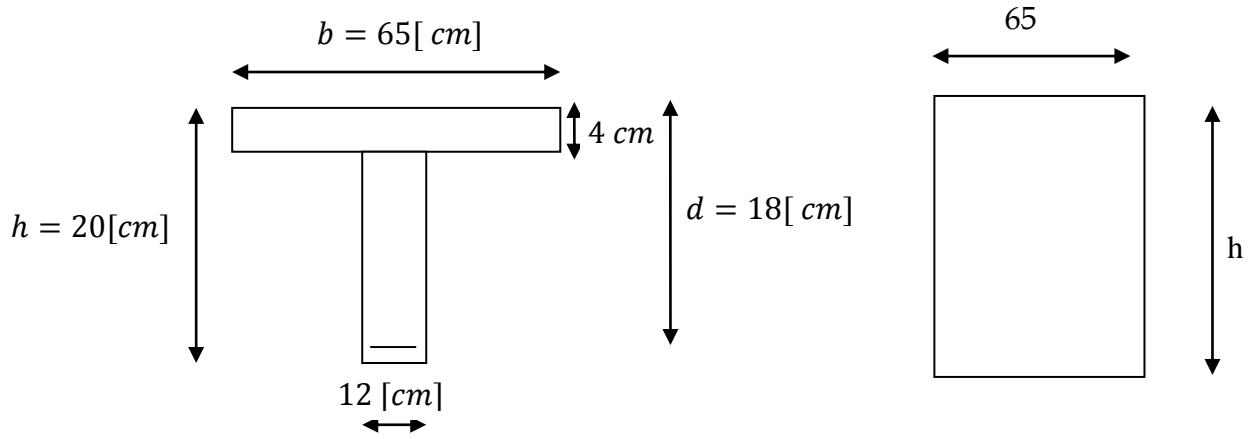


Fig.III.11.Schéma statique de calcul

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{9,92 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,9835 \Rightarrow A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,92 \times 10^5}{0,9835 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,61 [\text{cm}^2]$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 [\text{cm}^2]$

➤ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{\max}^a = 7,322 [\text{KN.m}]$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul comme une section rectangulaire (b_0, h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,322 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2}$$

$$\mu = 0,132 < 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,132 \Rightarrow \beta = 0,929 \Rightarrow A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,322 \times 10^5}{0,929 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,258 [\text{cm}^2]$$

Soit $A_{st}(\text{appuis}) = 2\text{HA}10 = 1,57 [\text{cm}^2]$

Soit 1HA10 filante et 1HA10 comme chapeau

• **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91) :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_t^{\text{Max}} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,0 \right\} = 0,57 [\text{cm}]$$

\emptyset_t^{Max} : Diamètres maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre \emptyset_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,0 [\text{cm}^2]$

➤ L'espacement entre cadre :

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40\text{cm}\} = \min\{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16,2[\text{cm}]$$

Donc soit un espacement $S_t = 15[\text{cm}]$

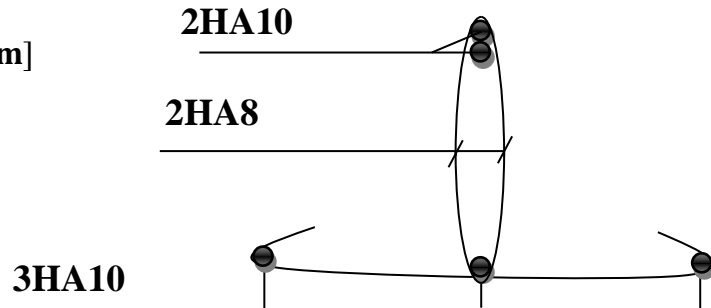


Figure. III.12.Plans de ferrailage de la poutelle

4.2.4) Vérfications à L'ELU:

- Vérfication de non fragilité (BAEL 91, A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26[\text{cm}^2]$$

➤ En travée :

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 [\text{cm}^2] > 0,25[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{st}(\text{Appuis}) = 2\text{HA}10 = 1,57[\text{cm}^2] > 0,25[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.2.5) Vérfication au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{su} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = 3,333 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,49 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,71[\text{MPa}]$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_{su} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2.6) Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/Art5.3, 313) :

On doit vérfier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

$$a = 0,9 \times d \quad (\text{a:Longueur d'appuis de la bielle})$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^2 = 129,6 [\text{KN}]$$

$$T_{\max} = 15,49 [\text{KN}] \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

4.2.7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures**[BAEL91/Art5.1, 313] :**

Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 15,49 + \frac{-7,19}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -28,50 [\text{KN}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'Ya pas lieu de prévoir cette section supplémentaire.

4.2.8) Vérification de l'adhérence [BAEL91/Art6.1, 3] :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}] \quad \text{Avec } \Psi_s = 1 \text{ acier doux} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ acier HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{15,49 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 9,42 \times 10^2} = 1,01 [\text{MPa}] \quad \text{Donc } \bar{\tau}_{se} > \tau_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4.2.9) Calcul des ancrages (BAEL91/Art6.1, 23) :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \Psi_s: 1,5 \quad (\text{HA})$$

$$\bar{\tau}_s = 2,835 [\text{MPa}]$$

La longueur de scellement d' après le [BAEL91]

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_c}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\frac{L_s}{\emptyset} = 35,27 \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa et Fe400}$$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour } \emptyset = 10 [\text{mm}] L_s = 35,27 [\text{cm}] L_a = 0,4 L_s = 14,11 [\text{cm}]$$

4.3) Vérification à l'ELS :**4.3.1) Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)****a) En travée :**➤ **Contrainte dans l'acier :**On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2,35}{65 \times 18} \times 100 = 0.2$$

$$\rho_1 = 0.2 \Rightarrow K_1 = 53.49 \quad \text{et } \beta_1 = 0,927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,12 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 2,35} = 181,57 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{st} = 181,57 \text{ [Mpa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{181,57}{53,49} = 3,39 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{bc} = 3,39 \text{ [Mpa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis :

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow K_1 = 25,32 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,16 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 208,44 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{st} = 208,44 \text{ [Mpa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{208,44}{25,32} = 8,23 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{bc} = 8,23 \text{ [Mpa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. 3.2) Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91) :

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Condition non vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire

a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^2 \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

b) Calcul des différents paramètres :

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09[\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,09 = 12,90[\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(7,09^3 + 12,90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,35 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 19975,6 [\text{cm}^4]$$

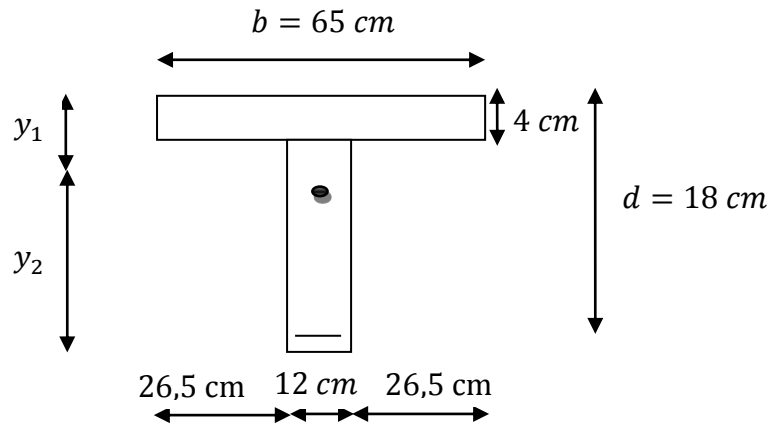


Figure.III.13.Schéma statique de calcul

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,12 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 171,40 [\text{Mpa}]$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,01} = 1,64$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 171,40 + 2,1} = 0,410$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 19975,6}{1 + (0,410 \times 1,64)} = 13138,69 [\text{cm}^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7,12 \times (3,9)^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 13138,69} = 0,0076 [\text{m}].$$

$f = 0,76 [\text{cm}] < \bar{f} = 0,78 [\text{cm}] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4.4). État limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable (aucune vérification n'est nécessaire).

III.2) Calcul de la dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,8 \times 2,25) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

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

III.2.1) Caractéristiques de l'ascenseur :

$$L_x = 1,80[\text{m}] ; L_y = 2,25[\text{m}].$$

- Charge nominale : 630[kg] → 8 personnes
- Poids total : $P = 9\text{tonne}$ et $V = 1[\text{m/s}]$
- La surface de la cabine : $S = 4,05[\text{m}^2]$

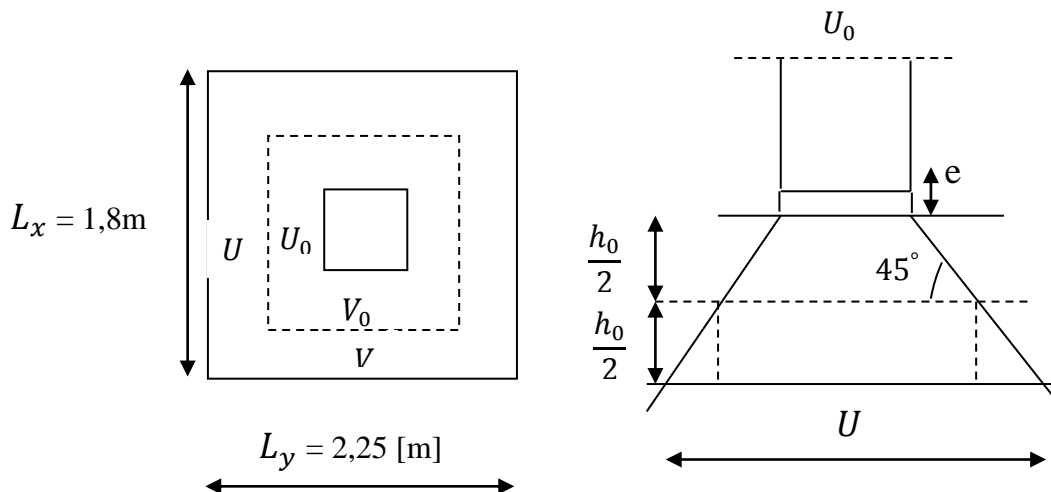
III.2.2) Pré dimensionnement :

- La dalle n'est pas continue donc la hauteur de la dalle h_t : $h_t \geq \frac{L_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{1,80}{0,30} = 6,0[\text{cm}]$$

Donc on opte pour une hauteur $h_t = 15 [\text{cm}]$

- Calcul de U et V :



$$\begin{cases} U = U_0 + 2h_r + h_0 \\ V = V_0 + 2h_r + h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U_0 = 80 [\text{cm}] \\ V_0 = 80 [\text{cm}] \end{cases} \text{Et } \{ h_r = 5 [\text{cm}] \} \text{on obtient } \begin{cases} U = 105 [\text{cm}] \\ V = 105 [\text{cm}] \end{cases}$$

h_0 : Épaisseur de la dalle.

h_r : Épaisseur du revêtement.

$(U_0 \times V_0)$: Rectangle de contact avec la surface du panneau.

III.2.2.1) Détermination des sollicitations :

- à L'ELU :

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 9 = 12,15t = 121,5[\text{KN}]$$

P_u : Charge concentrée due au système de levage

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = 25 \times 0,15 + 0,05 \times 22 = 4,85[\text{KN/m}^2](\text{Poids propre}).$$

$$Q = 1[\text{KN/m}^2](\text{Charge d'exploitation}).$$

$$q_u = [(1,35 \times 4,85) + (1,50 \times 1)] \times 1\text{m} = 8,047 [\text{KN/ml}]$$

q_u (Charge uniformément répartie).

- à L'ELS :

$$P_s = P = 90 [\text{KN/ml}]$$

$$q_s = G + Q = (4,85 + 1) \times 1\text{m} = 5,85 [\text{KN/ml}]$$

III.2.2.2) Calcul des moments à L'ELU ($v=0$) :**a) Moment due au système de levage :**

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2) = P_u \times M_1$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) = P_u \times M_2$$

M_1 et M_2 : coefficients donnés par les tables de PIGAUD en fonction de :

$$\left(\rho_x, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \right)$$

v : Coefficient de poisson.

P : Intensité de la charge concentrée.

U et V : cotés du rectangle sur lequel la charge P_s applique.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,25} = 0,80 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0,583 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{225} = 0,467 \end{array} \right\} \text{ Donc } \begin{cases} M_1 = 0,097 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,097 = 11,78 [\text{KN.m}]$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,067 = 8,15 [\text{KN.m}]$$

b) Moment due au poids propre de la dalle pleine :

- Le sens de L_x :

$$M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2$$

- Le sens de L_y :

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

Tel que μ_x, μ_y sont donnés en fonction de ρ et v

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,80 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{array} \right\}$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 8.047 \times (1,8)^2 = 1,47 [\text{KN.m}]$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 1,47 = 0,876 [\text{KN.m}]$$

c) Superposition des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 11,78 + 1,47 = 13,25 [\text{KN.m}] \\ M_y = 8,15 + 0,876 = 9,026 [\text{KN.m}] \end{array} \right\}$$

d) Correction des moments :

• En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times M_x \\ M_y^t = 0,85 \times M_y \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times 13,25 = 11,26 [\text{KN.m}] \\ M_y^t = 0,85 \times 9,026 = 7,67 [\text{KN.m}] \end{array} \right\}$$

• Aux appuis :

$$\{M_x^a = 0,30 \times M_x\} \Rightarrow \{M_x^a = 0,30 \times 13,25 = 3,975 [\text{KN.m}]\} \text{ Donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 11,26 [\text{KN.m}] \\ M_y^t = 7,67 [\text{KN.m}] \\ M_x^a = 3,975 [\text{KN.m}] = M_y^a \end{array} \right.$$

III.2. 3) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

a) Sens X-X :

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{3,975 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,0194$$

$$\mu_b = 0,0194 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armé}$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \mu_b = 0,0194 \Rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A_s^a = \frac{3,975 \times 10^5}{0,9905 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 0,96 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_s^a = 4\phi 10 = 3,14 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

• En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{11,26 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,055$$

$$\mu_b = 0,055 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0,055 \Rightarrow \beta = 0,9715$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_s^t = \frac{11,26 \times 10^5}{0,9715 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 2,77 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_s^t = 5\phi 10 = 3,93 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 20 [\text{cm}]$$

b) Sens Y-Y :• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{3.975 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,0194$$

$$\mu_b = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armé}$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \mu_b = 0,0194 \Rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A_s^a = \frac{3.975 \times 10^5}{0,9905 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 0,96 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_s^a = 4\phi 10 = 3,14 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

• **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{7,67 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,037$$

$$\mu_b = 0,037 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_s^t = \frac{7,67 \times 10^5}{0,9815 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 1,87 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_s^t = 4\phi 10 = 3,14 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 25 [\text{cm}]$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} A_{sy}^a = A_{sx}^a = 4\phi 10 = 3,14 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 25 [\text{cm}] \\ A_{sx}^t = 5\phi 10 = 3,93 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 20 [\text{cm}] \\ A_{sy}^t = 4\phi 10 = 3,14 [\text{cm}^2] \text{ avec } S_t = 25 [\text{cm}] \end{array} \right\}$$

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle

III.2.4) Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité [BAEL91/Art-B.7.4] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens X: } \omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \\ \text{sens Y: } \omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \end{array} \right\}$$

- $\omega_0 = 0,08 \%$ (Aciers Fe E400).
- $\omega_0 = \%$ d'acier minimal réglementaire.
- A_{\min} : section minimale d'armatures.
- $(b \times h)$: Section total du béton.
- **Sens-X :**

$$A_x \geq bh\omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{3 - 0,8}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq 1,32 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_x = 1,32 [\text{cm}^2]$$

• **Sens-Y :**

$$A_y \geq bh\omega_0 \Rightarrow A_y \geq 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} \Rightarrow A_y \geq 1,2 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_y = 1,2 [\text{cm}^2]$$

La section [cm ²]	En travées		Aux appuis	
	sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
A calculé	2,77	1,87	0,96	0,96
A adopté	3,93	3,14	3.14	3.14
A min	1,32	1,2	1,32	1,2
Observation	CV	CV	CV	CV

b) Diamètre des barres :

$$\varnothing \leq \varnothing_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ [mm]}$$

le diamètre [mm]	En travées		Aux appuis	
	sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Øcalculé	10	10	10	10
Ømax	15	15	15	15
Observation	CV	CV	CV	CV

c) Poinçonnement [BAEL91/Art -A.5.2.42] :

$$P_u \leq 0,0045 \times h \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU.

U_c : Périmètre du contour.

h : Épaisseur total de la dalle.

$$U_c = 2(U + V) = 2(180 + 225) = 810 \text{ [cm]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121,50 \text{ [KN]} \\ 0,0045 \times 810 \times 15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 911,25 \text{ [KN]} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Contrainte de cisaillement :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur 4 appuis est donné par les formules suivantes :

$$\text{➤ Au milieu de } L_y : V_u = \frac{P_u}{2L_y + L_x} = \frac{P_u}{2L_y + L_x} = \frac{121,5}{2 \times 2,25 + 1,80} = 19,29 \text{ [KN]}$$

$$\triangleright \text{ Au milieu de } L_x : V_u = \frac{P_u}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 2,25} = 18 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,29 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,161 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,16 \text{ MPA} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,161 \text{ [MPa]} \\ \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ [MPa]} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5) Calcul des moments à L'ELS ($v=0,2$) :

a) Moment due au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = P (M_2 + v M_1) \end{array} \right\} \text{ Et } \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,097 \\ M_2 = 0,067 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 90(0,097 + 0,2 \times 0,067) = 9,136 \text{ [KN.m]} \\ M_{y1} = 90(0,067 + 0,2 \times 0,097) = 7,776 \text{ [KN.m]} \end{array} \right\}$$

b) Moment due au poids propre de la dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s (L_x)^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right\} \text{ Et } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0632 \times 5,85 \times 1,8^2 = 1,19 \text{ [KN.m]} \\ M_{y2} = 0,71 \times 1,19 = 0,85 \text{ [KN.m]} \end{array} \right\}$$

c) Superposition des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 9,136 + 1,19 = 10,326 \text{ [KN.m]} \\ M_y = 7,776 + 0,85 = 8,626 \text{ [KN.m]} \end{array} \right\}$$

d) Correction des moments :

1) En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times M_x \\ M_y^t = 0,85 \times M_y \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 \times 10,326 = 8,77 \text{ [KN.m]} \\ M_y^t = 0,85 \times 8,626 = 7,33 \text{ [KN.m]} \end{array} \right\}$$

2) Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0,30 \times M_x \\ M_y^a = 0,30 \times M_x \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = 0,30 \times 10,326 = 3,097 \text{ [KN.m]} \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 8,77 \text{ [KN.m]} \\ M_y^t = 7,33 \text{ [KN.m]} \\ M_x^a = M_y^a = 3,097 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

III.2.6) Vérification des contraintes dans le béton (ELS):

On peut se dispenser de la vérification des contraintes si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{M_u}{M_s}$$

a) Sens X-X**1) En travée :**

On a: $M_{xu}^t = 11,26$ [KN. m]

$$M_{xs}^t = 8,77$$
 [KN. m]

$$\gamma = \frac{11,26}{8,77} = 1,28$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39$$

➤ Calcul de α :

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{8,77 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,210^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \alpha = 0,0536$$

Donc $\alpha = 0,0536 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Sens Y-Y :**1) En travée :**

On a: $M_{yu}^t = 7,67$ [KN. m]

$$M_{ys}^t = 7,33$$
 [KN. m]

$$\gamma = \frac{7,67}{7,33} = 1,046$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,046-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,273$$

➤ Calcul de α :

$$\mu = \frac{M_s^t}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{7,33 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,210^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \alpha = 0,04455$$

Donc $\alpha = 0,04455 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,273 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Pour les appuis on a les mêmes moments.

2) En appuis :

On a: $M_{xu}^a = M_{yu}^a = 3,975$ [KN. m]

$$M_{xs}^a = M_{ys}^a = 3,35$$
 [KN. m]

$$\gamma = \frac{3,975}{3,097} = 1,283$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,283 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,391$$

➤ Calcul de α :

$$\mu = \frac{M_s^a}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{3,097 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,210^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \alpha = 0,01885$$

Donc $\alpha = 0,01885 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,391 \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3) Calcul d'escaliers :

III.3.1) Définition :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de paliers de repos. Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre un palier de repos ne doit pas dépasser les 25 m.

L'escalier peut être réalisé avec différents matériaux : béton, béton armé (coulés sur place ou préfabriqués), en aciers, en bois, ils peuvent être mixtes (métalliques + béton, bois + béton...)

Dans notre ouvrage les escaliers sont en béton armé.

On a deux types d'escaliers, le premier type à deux volées pour étages courants, le deuxième type à trois volées pour RDC et 1^{er} étage.

➤ Terminologie :

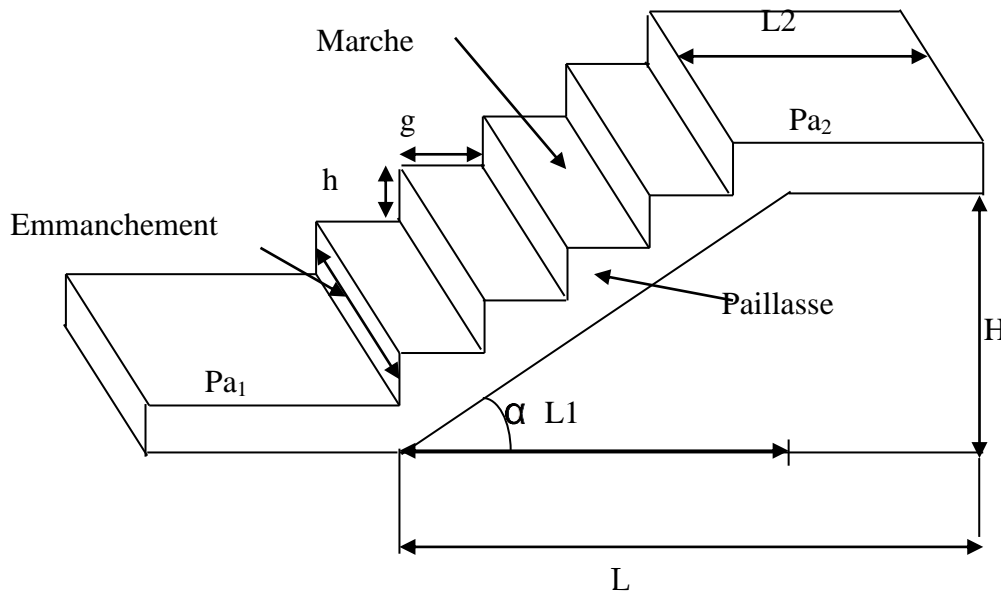


Fig. III.3.1 terminologie de l'escalier

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

L_1 : Longueur de la paillasse projetée.

L_2 : Largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le chargement ; sa forme peut être rectangulaire trapézoïdale ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

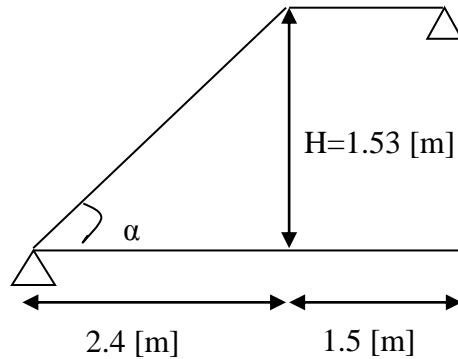
La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le **giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches

Une **volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Le **palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et/ou à chaque étage

L'**emmarchement** : représente la largeur de la marche.



III.3.2) Calcul de l'escalier des étages courants :

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de **BLONDEL**.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

$$n \times h = H.$$

$$(n-1)g = L. \Rightarrow 64n^2 - (2H+L+64)n + 2H = 0$$

$$2h + g = 64$$

La résolution de l'équation de 2^{eme} degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n=9

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (9-1) = 8 marches

$$\text{Donc : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17[\text{cm}]$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30[\text{cm}]$$

a) Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 64[\text{cm}], g \times 2h = 2 \times 17 + 30 = 64[\text{cm}] \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

b) Pré dimensionnement de la pailasse :

L'épaisseur de la pailasse et du palier (ep) est donnée par la relation $L_0 / 30 \leq e p \leq L_0 / 20$

Avec L_0 : longueur du palier et de la pailasse.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,7[\text{cm}]$$

$$L_0 = L_2 + L' = 150 + 284,7 = 434,7[\text{cm}]$$

L_0 : longueur réelle de la paillasse :

$$\frac{434,7}{30} \leq e_p \leq \frac{434,7}{20}$$

$$14,49 \leq e_p \leq 21,73 \text{ [cm]}$$

On prend $e_p = 17$ [cm].

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier.

c) Détermination des charges et surcharges

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

1) Charges permanentes de la volée :

$$G_{\text{volée}} = G_{\text{marches}} + G_{\text{paillasse}} + G \text{ (revêtement, enduits.....)}$$

$$= \rho_{\text{BA}} \cdot (h/2) \cdot 1 + \rho_{\text{BA}} \cdot e_p \cdot (1 / \cos \alpha) \cdot 1 + (\rho_M \cdot e_M + M_s \text{ carrelage}) \cdot 1$$

- Poids des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 32,52} \times 0,17 \times 25 = 5,04 \text{ KN/m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($\rho = 20 \text{ KN/m}^3$; $e=0,02$) $20 \times 1 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}$
- Carrelages (2cm; $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}$
- Poids du garde-corps..... = $0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10 \text{ KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$

$$G = 8,725 \text{ KN/m}$$

2) Charges permanentes du palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4,25 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement..... $0,36 + 0,40 + 0,4 + 0,2 = 1,36 \text{ KN/m}$

$$G = 5,61 \text{ KN/m}$$

3) La charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de la volée est du palier dépend de l'usage, elle est définie au cas par cas par le D.T.R charges permanentes est charge d'exploitations (exemple : $2,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$ pour les habitations ; $4 \text{ [KN/m}^2\text{]}$ pour les écoles ...) pour notre ouvrage $Q = 2,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

• Combinaison de charge :

$$E.L.U : \begin{cases} \text{La volée} & q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,725 + 1,5 \times 2,5 = 15,528 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier} & q_u = 1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 2,5 = 11,32 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} \text{La volée} & : q_s = G + Q = 8,725 + 2,5 = 11,225 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{le palier} & : q_s = G + Q = 5,61 + 2,5 = 8,11 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

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

d) Calcul a l'ELU :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m.

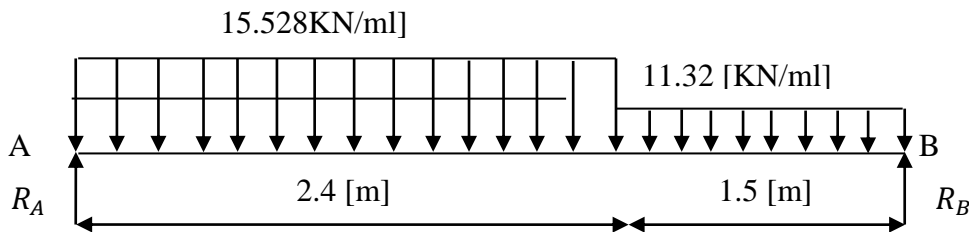


Figure.III.3.2 Schéma statique de l'escalier a l'ELU

1) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_u \times 2,4 + q_u \times 1,5 \Rightarrow R_A + R_B = 54,24 \text{ KN}$$

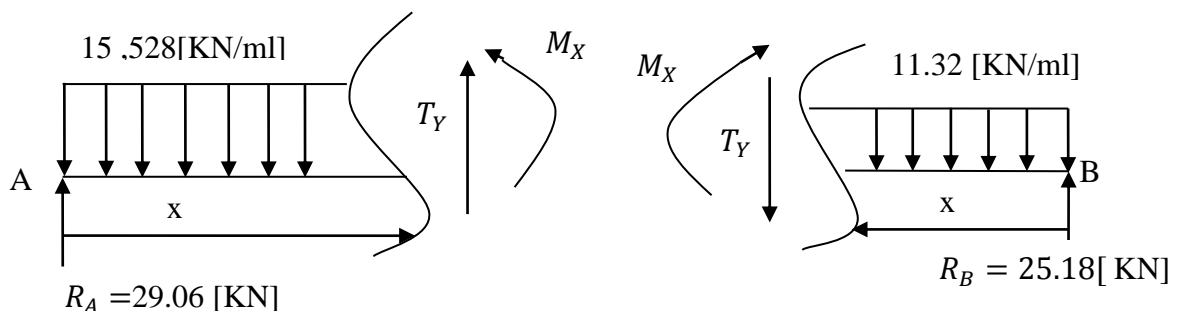
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,9 = 15,528 \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 11,32 \times 1,5 \times \left(2,40 + \frac{1,50}{2}\right)$$

$$R_B = 25,18 \text{ [KN]}$$

$$R_A = 29,06 \text{ [KN]}$$

La vérification : $\sum M/B = 0$ condition vérifié.

2) Calcul des efforts internes



3) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**1^{er} Tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$**

$$T(x) = -R_A + q_{u1}x$$

$$T(x) = -29.06 + 15.528x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -29.06 + 15.528 \times 0 \Rightarrow T(0) = R_A = -29.06 [KN] \\ T(x=2.40) = 15.528 \times 2.40 - 29.06 = +8,21 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow -R_A + q_{u1} \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{29.06}{15.528} = 1.87 [m] \\ x = 1.87 [m], 1.87 \in [0 - 2.40] \end{cases}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \times x - \frac{q_{u1}}{2} \times x^2 = +29.06x - \frac{15.528}{2} \times x^2 = +29.06x - 7.76x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x=0) = 0 [KN] \\ x = 2.40 \Rightarrow M(x=2.40) = +29.06 \times 2.40 - 7.76 \times (2.40)^2 = +25.05 [KN] \end{cases}$$

2^{eme} Tronçon:

$$0 \leq x \leq 1.50 [m]$$

$$T(x) = R_B - q_{u2}x = 25.18 - 11.32x$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 25.18 - 11.32 \times 0 = 25.18 [KN] \\ T(x=1.50) = 25.18 - 11.32 \times 1.50 = +8.20 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow 25.18 - 11.32x = 0 \Rightarrow x = \frac{25.18}{11.32} = 2.22 [m] \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M(x) = R_B x - \frac{q_{u2}}{2} \times x^2 = 25.18 \times x - \frac{11.32}{2} \times x^2 = 25.18x - 5.66x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x=0) = 0 [KN] \\ x = 1.50 \Rightarrow M(x=1.50) = 25.18 \times 1.50 - 5.66 \times 1.50^2 = 25.05 [KN] \end{cases}$$

Pour $x=1.87 [m]$ on a $M(x=1.87) = 29.06 \times 1.87 - 7.76 \times 1.87^2 = 27.20 [KN.m]$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{U_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{max} = 27.20 [KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.30 M_{max} = -0.30 \times 27.20 = -8.16 [KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 27.20 = 23.12 [KN.m] \end{cases}$$

➤ Diagrammes M et T

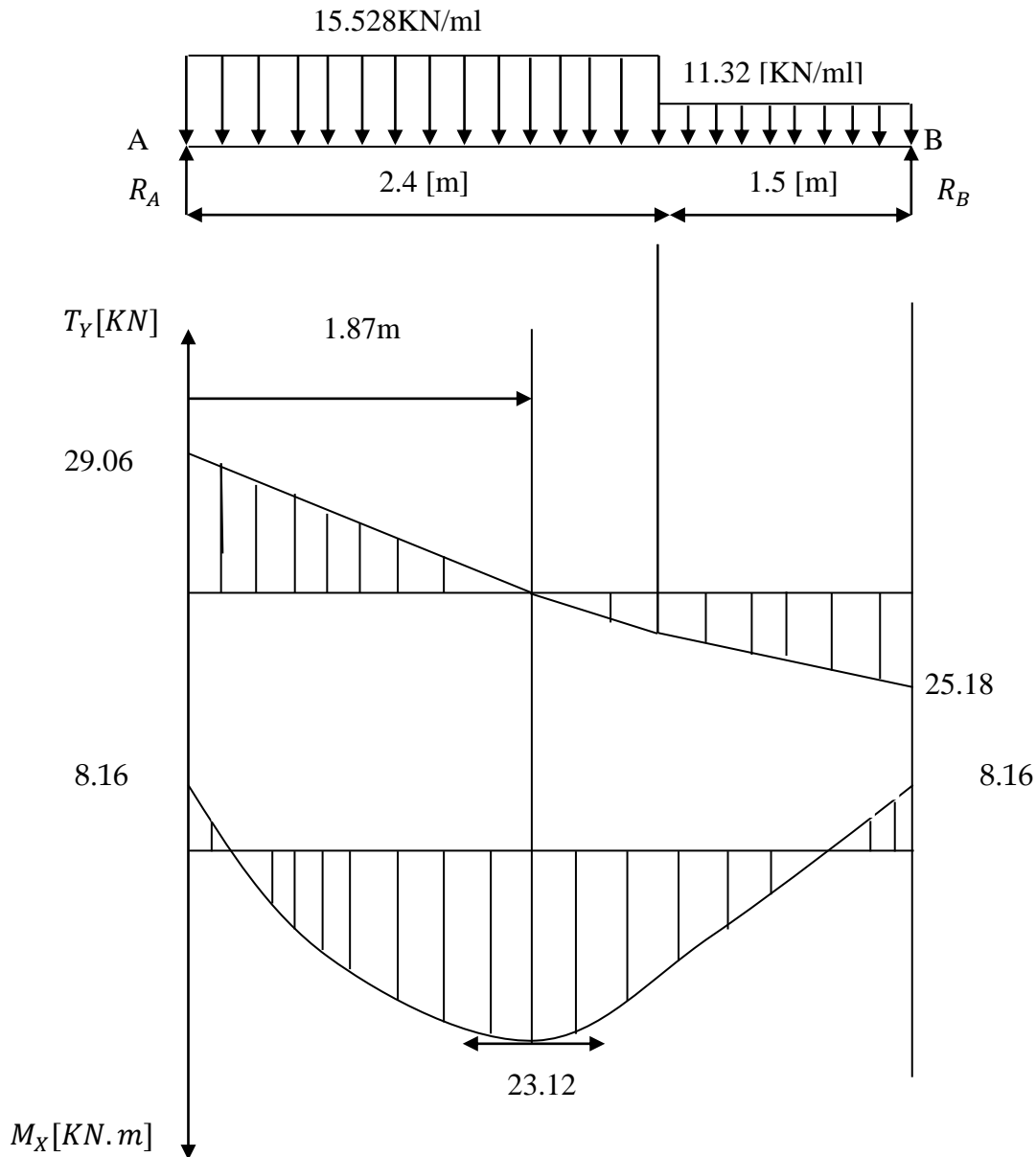


Fig.III.3.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.3. 3) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1 m .

a) Aux appuis :

$h=17 \text{ [cm]}$ $d=17-3=14 \text{ [cm]}$ $c=3 \text{ [cm]}$.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.16 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.20} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_a = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9855.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_a = \frac{M_{uap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.16 \times 10^3}{0.9855 \times 14 \times 348} = 1.70 [cm^2].$$

On opte pour 5HA10=3.93 [cm²] avec S_t = 25[cm²]

b) en travées :

$$\mu_{tr} = \frac{M_{utr}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.12 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.20} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S \square A.$$

$$\mu_{tr} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9565.$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.12 \times 10^3}{0.9565 \times 14 \times 348} = 4.96 [cm^2]$$

On opte pour 5HA12=5.65 [cm²] avec S_t=25[cm].

➤ **Armatures de répartition :**

a) Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 [cm^2].$$

On opte 5HA8=2.51 [cm] avec S_t = 25[cm].

b) en travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 [cm^2].$$

On opte 5HA8=2.51 [cm²]. Avec S_t = 25[cm].

III.3. 4) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 cm^2.$$

Aux appuis : A_{app} = 3.93cm² > 1,69 cm².

⇒ Alors la condition est vérifiée.

En travée : A_t = 5.65cm² > 1,69 cm².

b) Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

c) Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Armatures secondaires : $S_t \leq \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$,

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{29.06 \times 10^3}{10^3 \times 140} = 0.20 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

f) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.06 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 188.4} = 1.22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis**- Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 14 = 12.6 [\text{cm}].$$

$$T_u = 29.06 \leq 0.4 \times 100 \times 12.6 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 29.06 [\text{KN}] < 840 [\text{KN}] \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures inférieures : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (Tu + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 3.93 \geq \left(29.06 \times 10^3 + \frac{-8.16 \times 10^6}{0.9 \times 140} \right) \times \frac{1.15}{400} = -102.64 [\text{mm}^2]$$

$$A_s = 3.93 \text{cm}^2 \geq -1.0264 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 [\text{MPa}]$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 [\text{Mpa}]$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 [\text{cm}]. \text{ On prend } l_s = 40 [\text{cm}]$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{cm}$.

Pour HA FeE400 (Art.6.1.2.2, BAEL 91).

III.3. 5) Calcul à l'ELS :

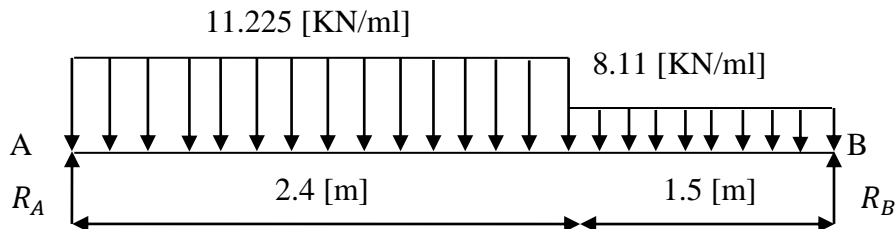


Figure.III.3.3 Chargement des escaliers a l'ELS

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_{s1} \times 2,4 + q_{s2} \times 1,5$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 11.225 \times 2.40 + 8.11 \times 1.50 = 39.105 [\text{KN}].$$

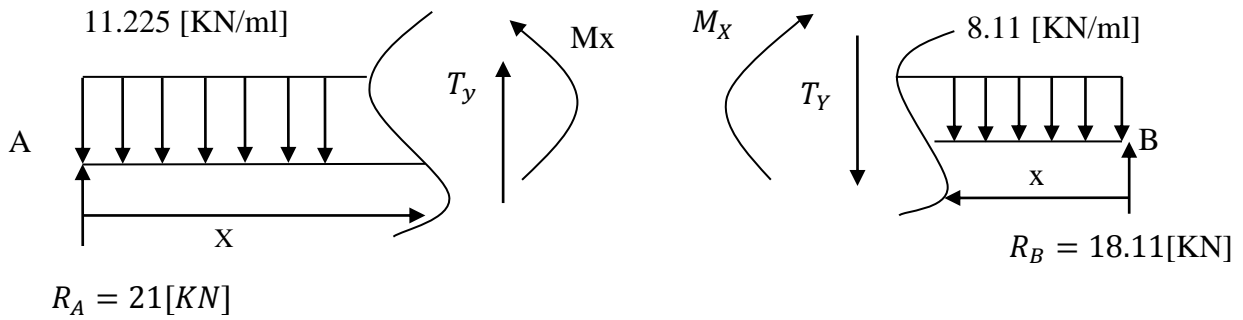
$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,9 = 11.225 \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2} \right) + 8.11 \times 1,5 \times \left(2,40 + \frac{1,50}{2} \right) = 70.64$$

$$\Rightarrow R_B = 18.11 [\text{KN}]$$

$$R_A = 21 [\text{KN}]$$

• Calcul des efforts interne



Tronçons	Expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y	M_x
$0 \leq x \leq 2.40$	$11.225x - 21$	$21x - 5.61x^2$	0	-21	0
			2.40	5.94	18.08
$0 \leq x \leq 1.50$	$18.11 - 8.11x$	$18.11x - 4.055x^2$	0	18.11	0
			1.50	5.94	18.04

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \Rightarrow 11.225x - 21 = 0 \Rightarrow x = 1.87 [m]$$

$$\Rightarrow M_x = 21 \times 1.87 - 5.61 \times 1.87^2 = 19.65 [KN.m]$$

$$M_{max} = 19.65 [KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.30 \times M_{max} = -5.89 [KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 16.70 [KN.m] \end{cases}$$

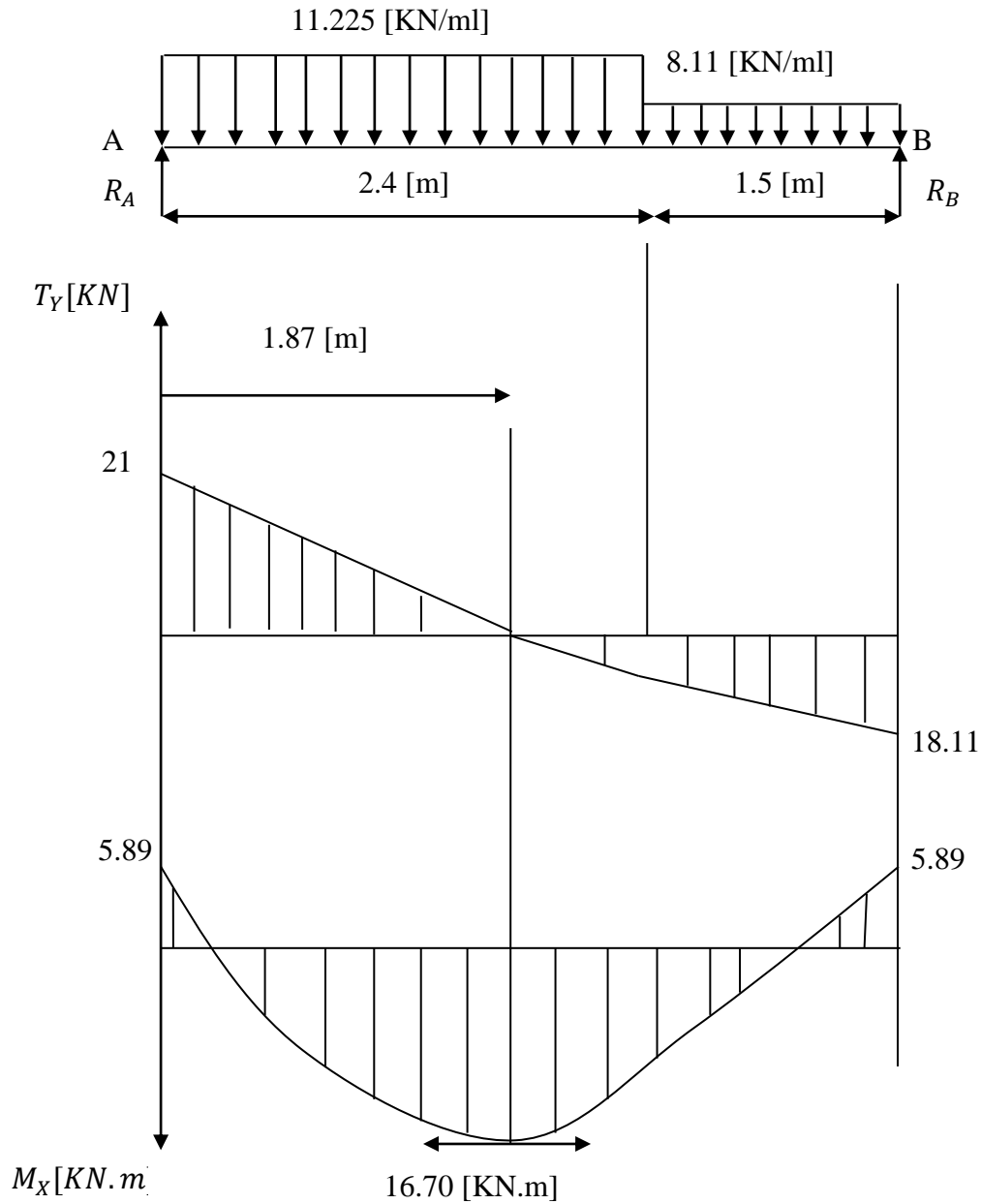


Figure.III.3.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.3. 6) Vérifications :

a) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

- **Vérification**

$$h = 17[\text{cm}] \quad ; \quad L = 3.9[\text{cm}] \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5.65[\text{cm}^2]$$

$$M_{\text{str}} = 16.70 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 [\text{MPa}]$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{390} = 0.043 \leq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

c) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL. Art.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78[\text{cm}]$$

➤ **Calcul du moment d'inertie I_0**

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \times h + nA_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75 [cm^2]$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 14 = 15635.5 [cm^2]$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15635.5}{1784.75} = 8.76 [cm]$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.76 = 8.24 [cm]$$

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

$$I_0 = \frac{100(8.76^3 + 8.24^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.24 - 3)^2 = 43383.61 [cm^4]$$

$$f_v = \frac{16.7 \times 10^6 \times (3900)^2}{10818,86 \times 10 \times 43383.61 \times 10^4} = 0.541 cm$$

Donc : $f_v = 0.541 [cm] < \bar{f} = 0.78 [cm] \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3. 7) Poutre palière

a) Calcul de la poutre palière

➤ Pré dimensionnement

• Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 5.00 [m] \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \text{ donc : } 33.33 cm \leq h_t \leq 50 cm$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 45 cm$

• Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'où : } 18 cm \leq b \leq 31.5 cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30 [cm]$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 45) [cm^2]$

b) Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3,38 [KN / ml]$

Effort tranchant à l'appui : ELU $R_B = 25,18 [KN]$.

ELS $R_B = 18,11 [KN]$.

➤ Combinaison de charges

$$-ELU \ q_u = 1,35G + R_B = 1,35 \times 3,38 + 25,18 = 29,74 [KN/ml]$$

$$q_u = 29,74 [KN/ml]$$

$$-ELS \ q_s = G + R_B = 3,38 + 18,11 = 21,49 [KN/ml]$$

$$q_s = 21,49 [KN/ml]$$

➤ Calcul des efforts à l'ELU**- Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29,74 \times 5^2}{8} = 92,93 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29,74 \times 5}{2} = 74,35 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 92,93 = -27,88 [KN.m]$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 92,93 = 79 [KN.m]$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

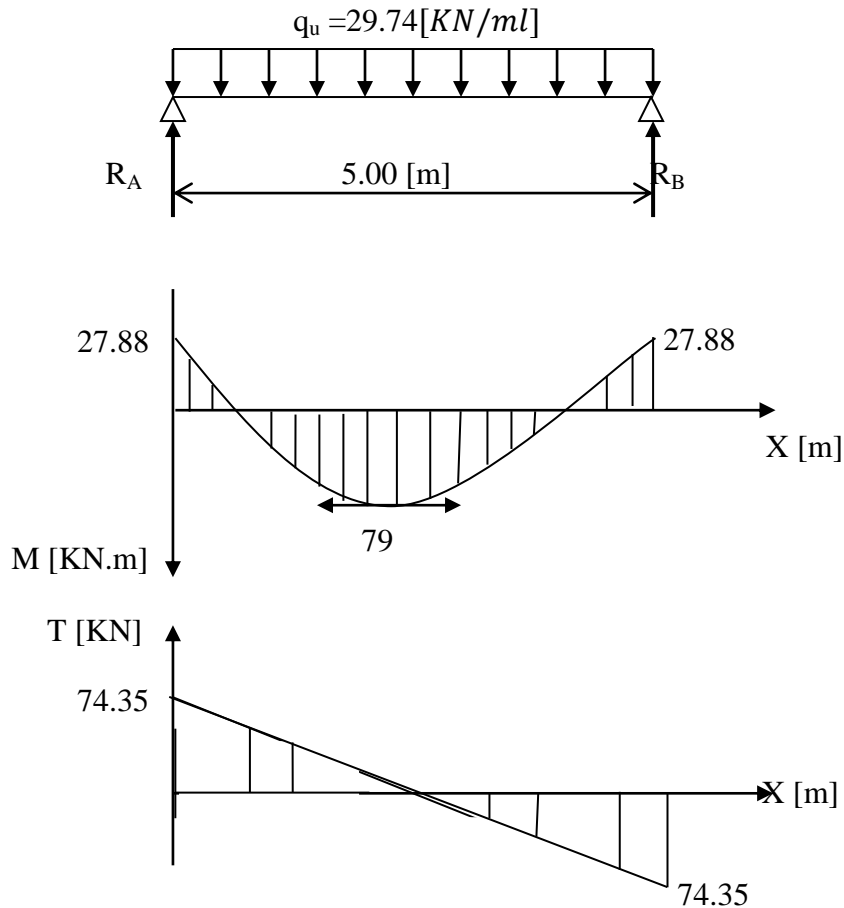


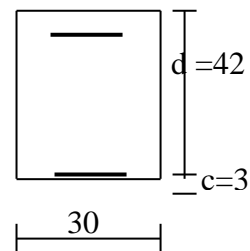
Figure.III.3.5 Diagramme de M et T à L'ELU

c) Calcul des armatures

- En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{79 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.105$$

$\mu_b = 0.105 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée



$\beta = 0.9445$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{79 \times 10^3}{0.9445 \times 42 \times 348} = 5.72 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.88 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.037$$

$\mu_b = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0.9815$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.88 \times 10^3}{0.9815 \times 42 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour } 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91.Art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$$T_u^{\max} = 74.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{74.35 \times 10}{30 \times 42} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{74.35 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 4 \times 3.14 \times 12} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton :**

$$(V_U = 74.35 [\text{KN}]) \leq (0.4b(0.9d)\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 42 \times \frac{25}{1.5} \times 100 = 756 [\text{KN}])$$

\Rightarrow Condition est vérifiée.

- **Influence sur les armatures :**

$$A_{adt} = 4.52 [\text{cm}^2] \geq \left\{ \frac{1.15}{f_e} \left(V_U + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(74.35 \times 10^3 + \frac{-27.88 \times 10^5}{0.9 \times 42} \right) = 0.017 [\text{cm}^2] \right\}$$

\Rightarrow Condition est vérifiée.

e) Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14 ; 1.28 ; 3\} = 8 [\text{mm}]$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8= 2.01cm². \Rightarrow (1 cadre +1 étrier) ϕ 8

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{37.8 ; 40cm\} = 37.8[cm]$$

Soit $S_t = 25[cm]$.

f) Espacement des barres

D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2)

- **En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8cm$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi, b \right\} = \min \{11.25cm ; 9.6 cm, 30cm\} = 9.6cm$$

$S_t = 10 cm$

- **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm, \quad \text{soit } S_t = 15 cm.$$

g) Vérifications à l'ELS

$q_s = 21.49 [KN/ml]$.

1) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21.49 \times 5^2}{8} = 67.15[KN.m]$$

2) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.49 \times 5}{2} = 53.72[KN]$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 67.15 = -20.14[KN.m]$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 67.15 = 57.07[KN.m]$$

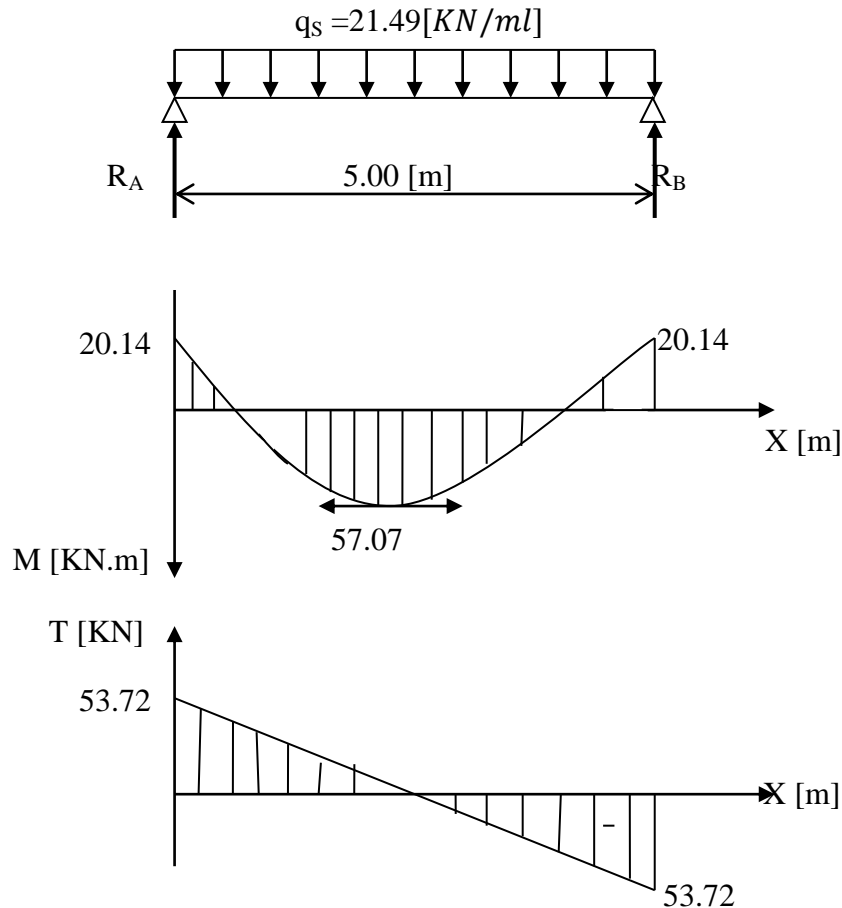


Fig.III.3.6 Diagramme de M et T à l'ELS

3) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

➤ Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

• Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 42} = 0.36$$

$$\beta_1 = 0.907 \text{ Avec } K = 1/k_1 \quad K = 0.025$$

$$K_1 = 38.76$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{20.14 \times 10^3}{0.907 \times 4.52 \times 42} = 116.96 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0.025 \times 116.96 = 3.017 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} &= 3.017 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition est vérifiée.}$$

- En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6.15}{30 \times 42} = 0.488$$

$$\beta_1 = 0.8945$$

$$K_1 = 32.4$$

$$K = 1/k_1 \quad K = 0.03$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{57.07 \times 10^3}{0.8945 \times 6.15 \times 42} = 247 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.03 \times 247 = 7.41 \text{ MPa.} \quad \left. \vphantom{\sigma_{bc}} \right\} \text{ Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.41 \text{ MPa} \quad \langle \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

- vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{500} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{57.07}{10 \times 67.15} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6.15}{30 \times 42} = 4.88 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

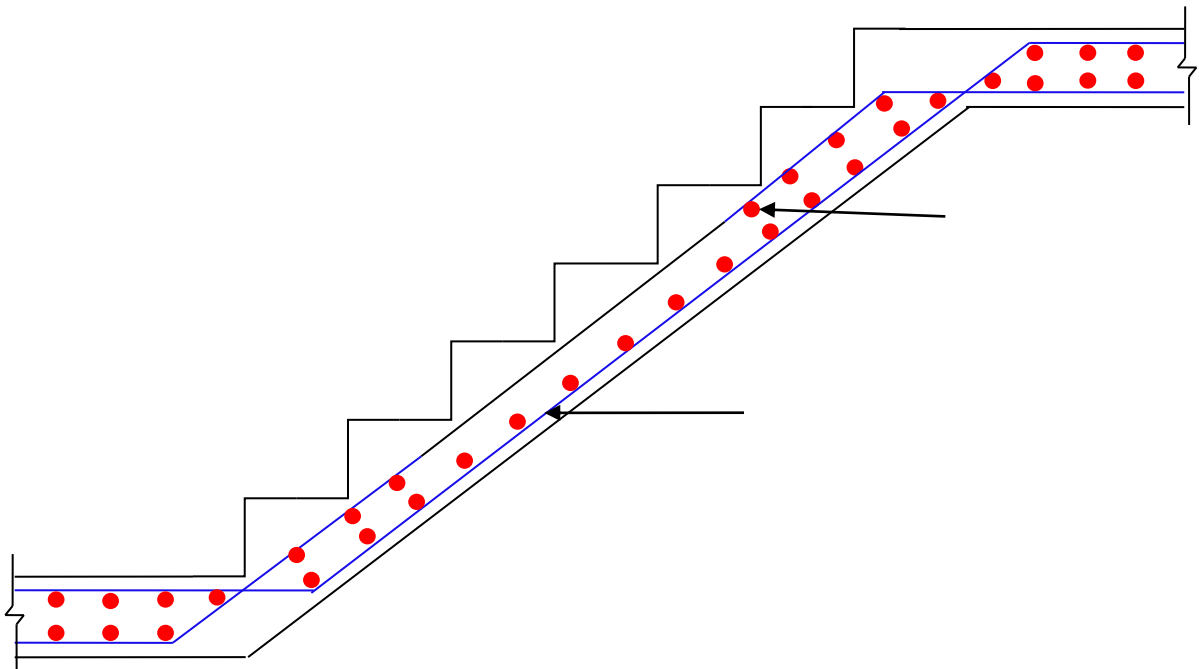
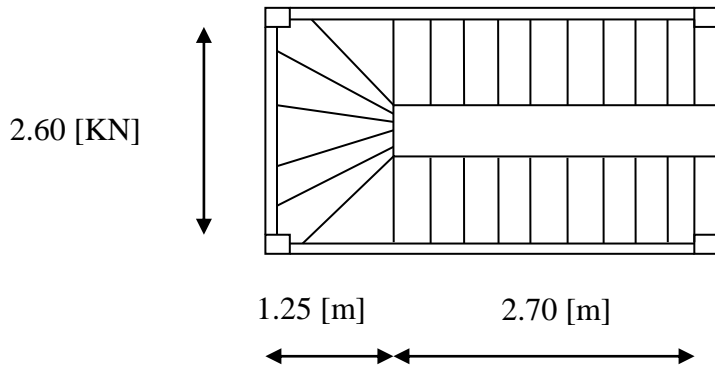


Fig.III.3.7 Disposition des armatures dans la paillasse

III.3.8) Escalier du RDC : constitué de trois volées.**➤ Présentation schématique :****Fig.III.3.8** Vue en plan de l'escalier.**III.3.8.1) Calcul du nombre de contre marche et de marche :**

La hauteur de RDC à usage commerciale est de 4.42m.

La hauteur de la marche $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Hauteur de la marche : 17cm

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26$ contre marches

Les 26 contre marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1 et 3 : $n=10$ contre marches ; donc : $m=n-1=9$ marches

Volée 2 : $n=6$ contre marches ; donc : $m=n-1=5$ marches

➤ Loi de blondel :

Est une relation empirique qui lie h et g.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

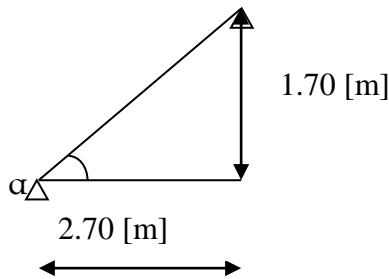
Pour $h = 17\text{cm}$ alors on aura $g = 30\text{cm}$

➤ vérification de la loi de blondel :

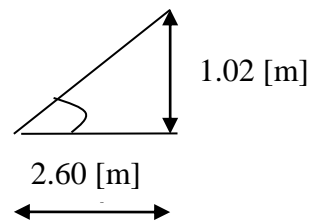
$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 30+2(17) \leq 64\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm}$ condition vérifié.

Paillasse1



Paillasse 2



➤ **Pré dimensionnement de la paillasse :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L_0: \text{longueur de la paillasse. } L_0 = g \times m = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}$$

$$H = h \times 10 = 17 \times 10 = 170 [\text{cm}].$$

$$\text{On a: } \tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{170}{270} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 32.195$$

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos(32.195)} = 319.06 [\text{cm}]$$

$$\frac{319.06}{30} \leq e \leq \frac{319.06}{20} \Rightarrow 10.635 \leq e \leq 15.953 [\text{cm}]$$

On adopte pour $e=15[\text{cm}]$.

➤ **Détermination des charges et surcharges**

1) **Paillasse:**

a) **Charge permanente :**

$$\text{Poids de paillasse : } 25 \times \frac{0,15}{\cos 32.195} \times 1 = 4.431 [\text{KN/m}]$$

$$\text{Poids de la marche : } (25 \times 0.17) / 2 \times 1 = 2.125 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right]$$

$$\text{Poids des carrelages scellés : } 20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 [\text{KN/m}^2]$$

$$\text{Lit de sable : } 18 \times 0,03 \times 1 = 0,54 [\text{KN/m}^2]$$

$$\text{Poids de plâtre : } 10 \times 0,02 \times 1 = 0,20 [\text{KN/m}^2]$$

$$\text{Poids de garde-corps : } 0,2 \times 1 [\text{KN/m}^2]$$

$$G_p = 4.431 + 2,125 + 0,40 + 0,54 + 0,20 + 0,20 = 7.896 [\text{KN/m}^2]$$

b) Surcharges d'exploitation : $Q=2,5[\text{KN}/\text{m}^2]$

c) Combinaison de charge :

- E.L.U : {la paille : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.896 + 1,5 \times 2,5 = 14.40 [\text{KN}/\text{m}^2]$
- E.L.S {La paille : $q_s = G + Q = 7.896 + 2,5 = 10,396[\text{KN}/\text{m}^2]$

2) Étude des pailles 1 et 3 :

➤ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

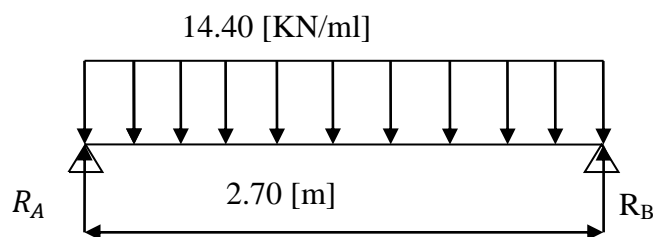


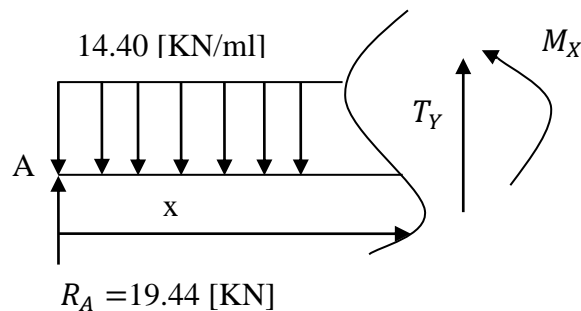
Figure.III.3.9 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.40 \times 2.70}{2} = 19.44 [\text{KN}]$$

- Calcul des efforts internes :



- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$0 \leq X \leq 2.70$$

$$T(x) = -R_A + q_u x$$

$$T(x) = -19.44 + 14.4x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -19.44 + 14.40 \times 0 \Rightarrow T(0) = R_A = -19.44 [KN] \\ T(x=2.70) = 14.40 \times 2.70 - 19.44 = 19.44 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow -R_A + q_u \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_u} = \frac{19.44}{14.40} = 1.35 [m] \\ x = 1.35 [m], 1.35 \in [0, 2.60] \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \times x - \frac{q_u}{2} \times x^2 = +19.44x - \frac{14.4}{2} \times x^2 = +19.44x - 7.2x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x=0) = 0 [KN.m] \\ x = 2.70 \Rightarrow M(x=2.70) = +19.44 \times 2.70 - 7.2 \times (2.70^2) = 0 [KN.m] \end{cases}$$

Pour $x=1.35$ [m] on a $M(x=1.35) = 19.44 \times 1.35 - 7.2 \times 1.35^2 = 13.122 [KN.m]$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{U_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{max} = 13.122 [KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 13.122 = -3.94 [KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 13.122 = 11.15 [KN.m] \end{cases}$$

➤ Diagrammes de M et T :

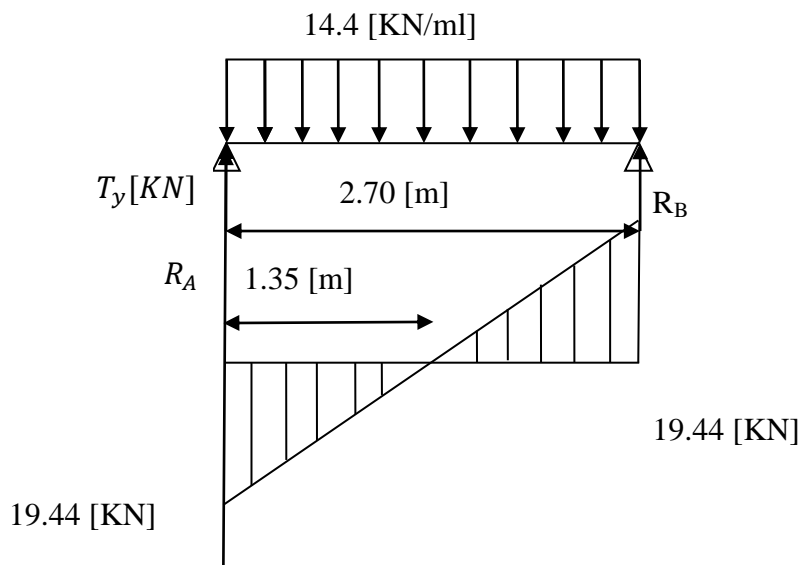


Diagramme efforts tranchants

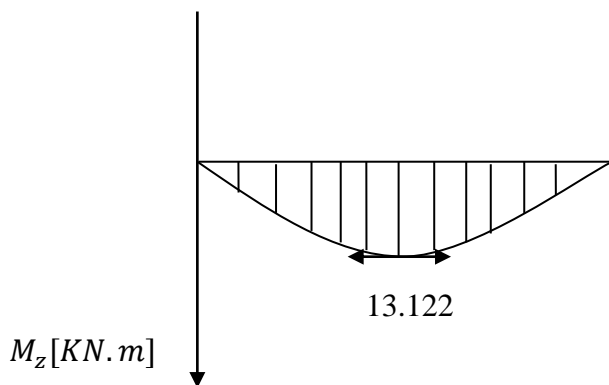


Diagramme Moment fléchissant

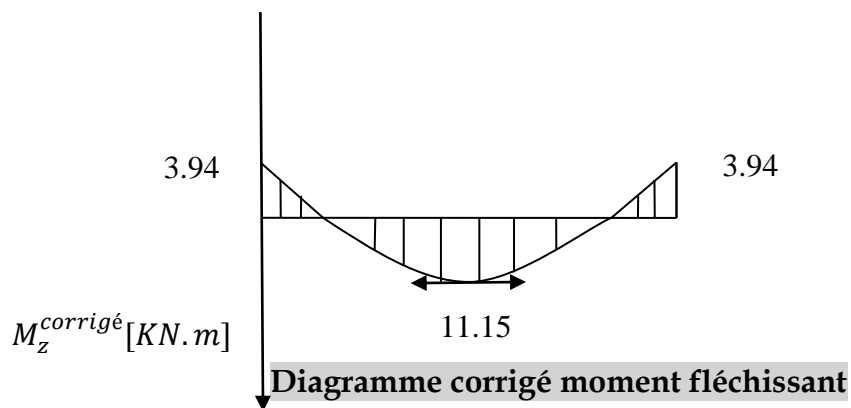


Diagramme corrigé moment fléchissant

3) Étude des paillasses 2 :

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.4 \times 2.60}{2} = 18.72 [KN]$$

➤ Calcul des efforts internes :

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$0 \leq X \leq 2.60$$

$$T(x) = -R_A + q_u x$$

$$T(x) = -18.72 + 14.40x$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -18.72 + 14.40 \times 0 \Rightarrow T(0) = R_A = -18.72 [KN] \\ T(x=2.60) = 14.4 \times 2.60 - 18.72 = 18.72 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow -R_A + q_u \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_u} = \frac{18.72}{14.4} = 1.30 [m] \\ x = 1.30 [m], 1.30 \in [0, 2.60] \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \times x - \frac{q_u}{2} \times x^2 = +18.72x - \frac{14.4}{2} \times x^2 = +18.72x - 7.2x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x=0) = 0 [KN] \\ x = 2.60 \Rightarrow M(x=2.60) = +18.72 \times 2.60 - 7.2 \times (2.60^2) = 0 [KN] \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.30 [m] \text{ on a } M(x=1.30) = 18.72 \times 1.30 - 7.2 \times 1.30^2 = 12.168 [KN.m]$$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{U_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{\max} = 13.01 [KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 12.168 = -3.650 [KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 12.168 = 10.342 [KN.m] \end{cases}$$

➤ Diagrammes :

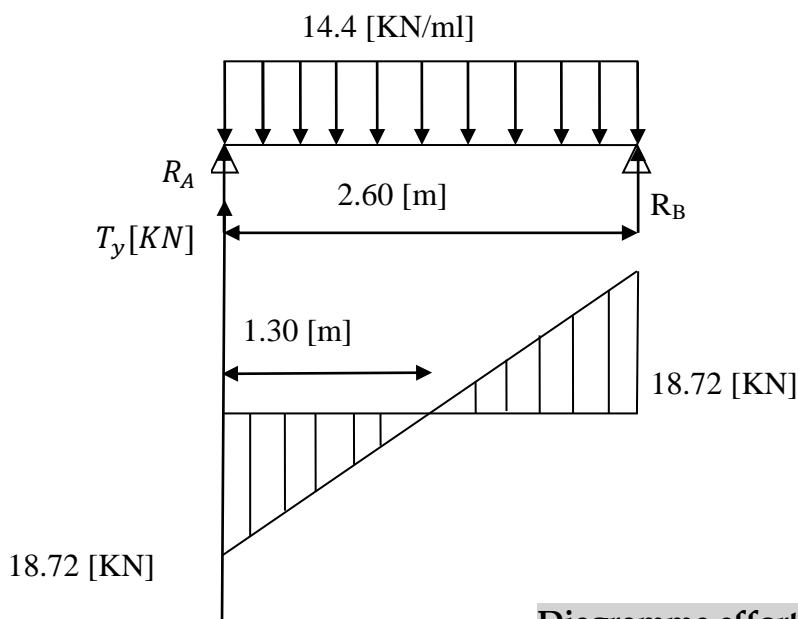


Diagramme efforts tranchants

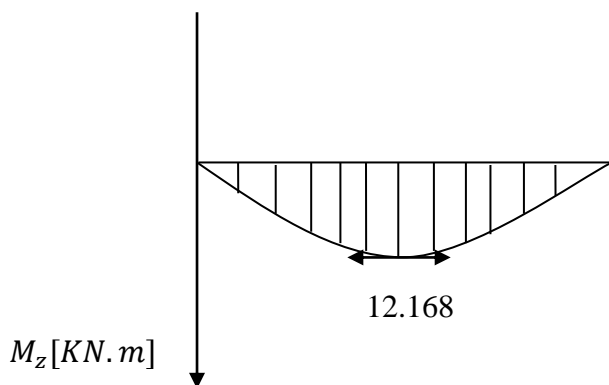


Diagramme Moment fléchissant

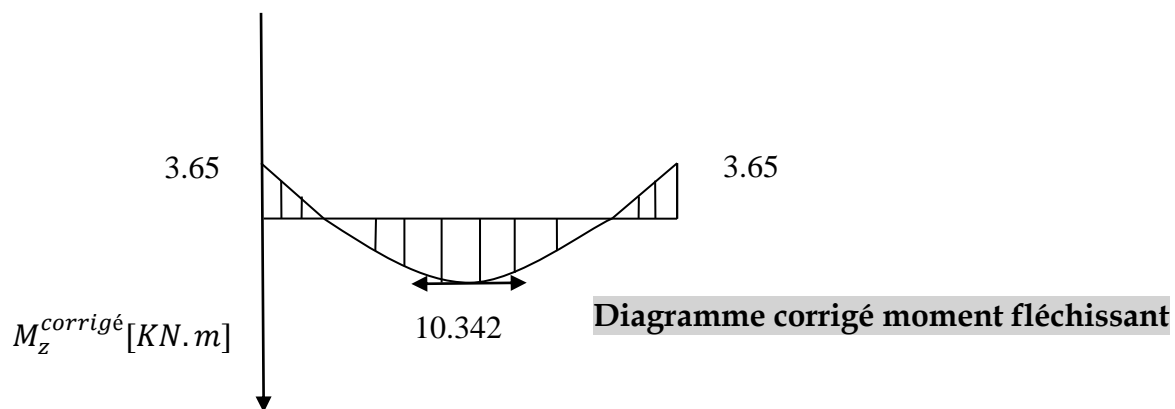


Diagramme corrigé moment fléchissant

III.3.8.3) Ferrailage:➤ **Paillasse 2 :**- **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m et d'épaisseur $e=15$ [cm]

• **appuis :**

$$h=15[\text{cm}] \quad d=15-3=12[\text{cm}] \quad c=3[\text{cm}].$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20[\text{MPa}]$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.65 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.991.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

$$A_a = \frac{M_{u \square p}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.65 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.881[\text{cm}^2].$$

On opte pour 4HA8=2.01 [cm²] avec $S_t = 25$ [cm²]

• **en travées :**

$$\mu_{tr} = \frac{M_{utr}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.342 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_{tr} = 0.050 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9975$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.342 \times 10^3}{0.9975 \times 12 \times 348} = 2.482[\text{cm}^2]$$

On opte pour 4HA12=4.52 [cm²] avec $S_t=25$ [cm].

- **Armatures de répartition :**- **sur appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503[\text{cm}^2].$$

On opte 4HA8=2.01 [cm] avec $S_t = 25$ [cm].

- en travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13[\text{cm}^2].$$

On opte 4HA10=3.14 [cm²]. Avec $S_t = 25[\text{cm}]$.

➤ Paillasse 1 :

- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m et d'épaisseur $e=15[\text{cm}]$

a) appuis :

$$h=15[\text{cm}] \quad d=15-3=12[\text{cm}] \quad c=3[\text{cm}].$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20[\text{MPa}]$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_a = 0.019 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9905.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_a = \frac{M_{uap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.94 \times 10^3}{0.9905 \times 12 \times 348} = 0.952[\text{cm}^2].$$

On opte pour 4HA10=3.14 [cm²] avec $S_t = 25[\text{cm}^2]$

b) en travées :

$$\mu_{tr} = \frac{M_{utr}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.15 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_{tr} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.972.$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.15 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 348} = 2.74[\text{cm}^2]$$

On opte pour 5HA12=5.65 [cm²] avec $S_t=20[\text{cm}]$.

- Armatures de répartition :

a) sur appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785[\text{cm}^2].$$

On opte 4HA10=3.14 [cm] avec $S_t = 25[\text{cm}]$.

b) en travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 [cm^2].$$

On opte 4HA12=4.52 [cm²]. Avec $S_t = 25 [cm]$.

III.3.8.4) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.449 cm^2.$$

- **Paillasse 1 et 3 :**

Aux appuis : $A_{ad} = 3.14 cm^2 > 1,449 cm^2$.
 \Rightarrow Alors la condition est vérifiée. }
 En travée : $A_t = 5.65 cm^2 > 1,449 cm^2$.

- **Paillasse 2 :**

Aux appuis : $A_{ad} = 2.01 cm^2 > 1,449 cm^2$.
 \Rightarrow Alors la condition est vérifiée. }
 En travée : $A_t = 4.52 cm^2 > 1,449 cm^2$.

➤ **Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)**

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.**

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 20 \leq 33 \text{ cm}$

} **Condition vérifiée**

➤ **Armatures secondaires : $S_t \leq \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$,**

avec $h = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

} **Condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.21, 211})$$

$$\tau_u = \frac{19.44 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0.161 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 [\text{MPa}]$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

• **Paillasse 1 et 3 :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.44 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.43 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Paillasse 2 :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.44 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 100.48} = 1.79 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée (Pas de risque d'entraînement des barres).}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

• **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 12 = 10.8 [\text{cm}].$$

$$T_u = 19.44 \leq 0.4 \times 100 \times 10.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 720 [\text{KN}]$$

$$T_u = 19.44 [\text{KN}] < 720 [\text{KN}] \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur les armatures inférieures : (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 4.52 \geq \left(19.44 \times 10^3 + \frac{-3.94 \times 10^6}{0.9 \times 120} \right) \times \frac{1.15}{400} = -48.99 [\text{mm}^2]$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq -0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Ancrage des barres aux appuis**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 [\text{MPa}]$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 [\text{Mpa}]$$

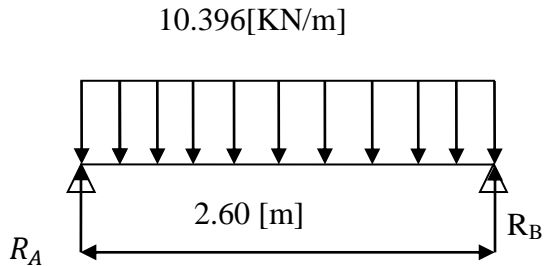
$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 [\text{cm}]. \text{ On prend } l_s = 45 [\text{cm}]$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

Pour HA FeE400 (Art.6.1.2.2, BAEL 91)

III.3.8.5) Calcul a l'ELS :

➤ Paillasse 2:



a) Calcul des réactions d'appuis :

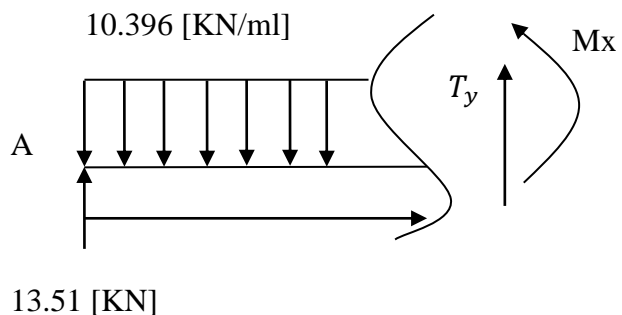
$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_s \times 2.60$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.396 \times 2.60 = 27.03 [\text{KN}].$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times 2.60}{2} = \frac{27.03}{2} = 13.51 [\text{KN}].$$

b) Calcul des efforts internes :



c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$0 \leq X \leq 2.60$$

$$T(x) = -R_A + q_u x$$

$$T(x) = -13.51 + 10.396x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -13.51 + 10.396 \times 0 \Rightarrow T(0) = R_A = -13.51 [KN] \\ T(x=2.60) = 10.396 \times 2.60 - 13.51 = 13.51 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow -R_A + q_u \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_u} = \frac{13.51}{10.396} = 1.30 [m] \\ x = 1.30 [m], 1.30 \in [0, 2.60] \end{array} \right.$$

d) Calcul du moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \times x - \frac{q_u}{2} \times x^2 = +13.51x - \frac{10.396}{2} \times x^2 = +13.51x - 5.198x^2.$$

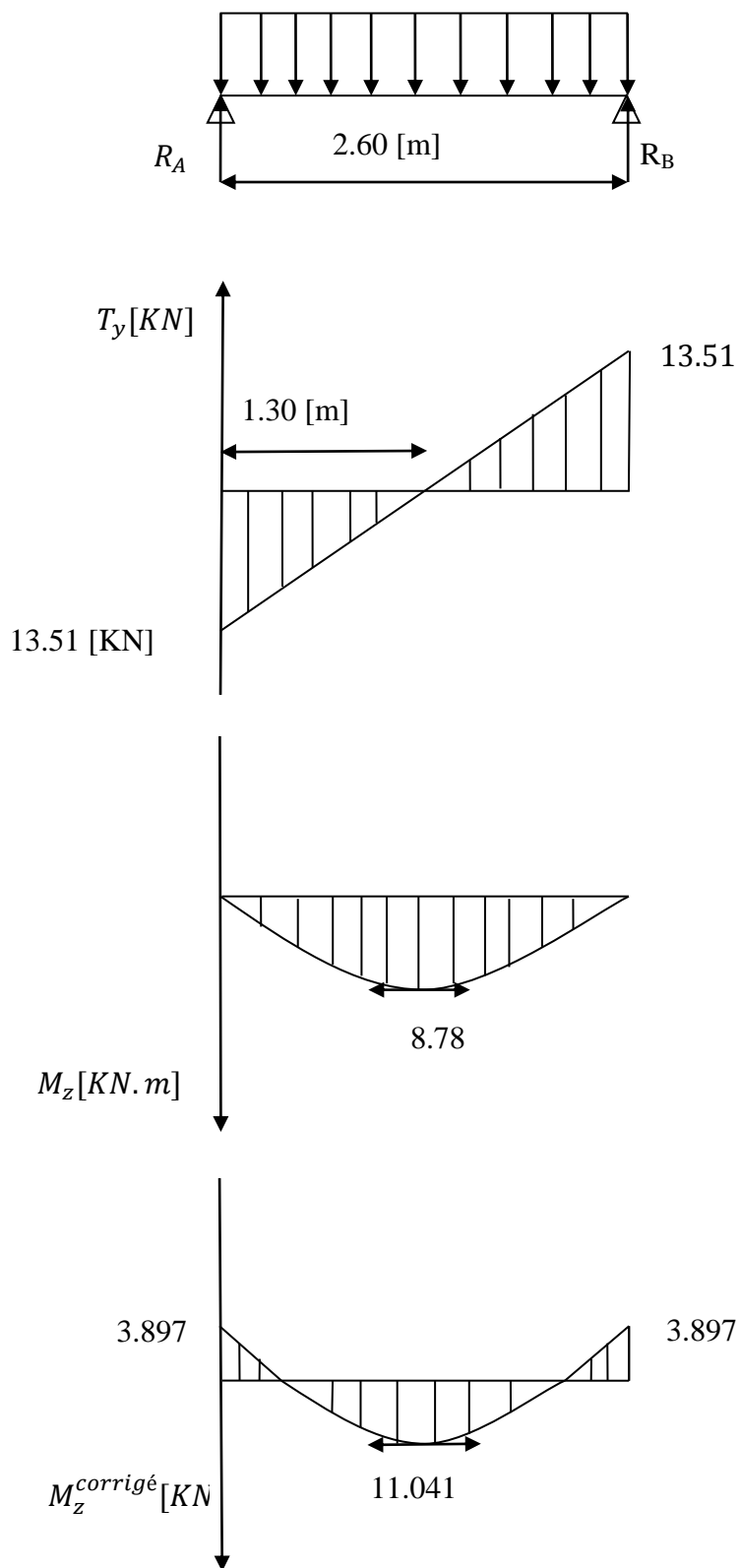
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M(x=0) = 0 [KN] \\ x=2.60 \Rightarrow M(x=2.60) = +13.51 \times 2.60 - 5.198 \times (2.60)^2 = 0 [KN] \end{array} \right.$$

Pour $x=1.30$ [m] on a $M(x=1.30) = 13.51 \times 1.30 - 5.198 \times 1.30^2 = 8.78 [KN.m]$

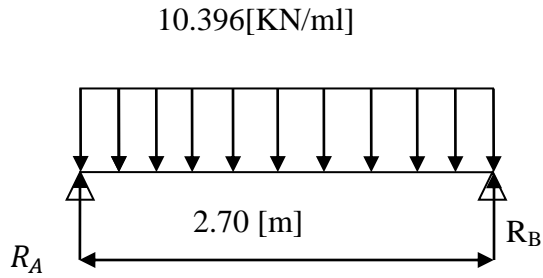
Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{U_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{max} = 13.01 [KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 8.78 = -2.634 [KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 8.78 = 7.463 [KN.m] \end{cases}$$

$$10.396 [KN/m]$$



➤ Paillasse 1 :



a) Calcul des réactions d'appuis :

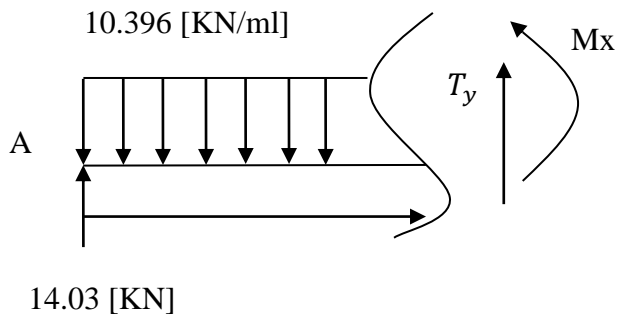
$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_s \times 2.70$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.396 \times 2.70 = 28.06 [KN].$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times 2.70}{2} = \frac{28.06}{2} = 14.03 [KN].$$

b) Calcul des efforts internes :



c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$0 \leq X \leq 2.70$$

$$T(x) = -R_A + q_u x$$

$$T(x) = -14.03 + 10.396x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -14.03 + 10.396 \times 0 \Rightarrow T(0) = R_A = -14.03 [KN] \\ T(x=2.70) = 10.396 \times 2.70 - 14.03 = 14.03 [KN] \\ T(x) = 0 \Rightarrow -R_A + q_u \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_u} = \frac{14.03}{10.396} = 1.35 [m] \\ x = 1.35 [m], 1.35 \in [0, 2.70] \end{array} \right.$$

d) Calcul du moment fléchissant :

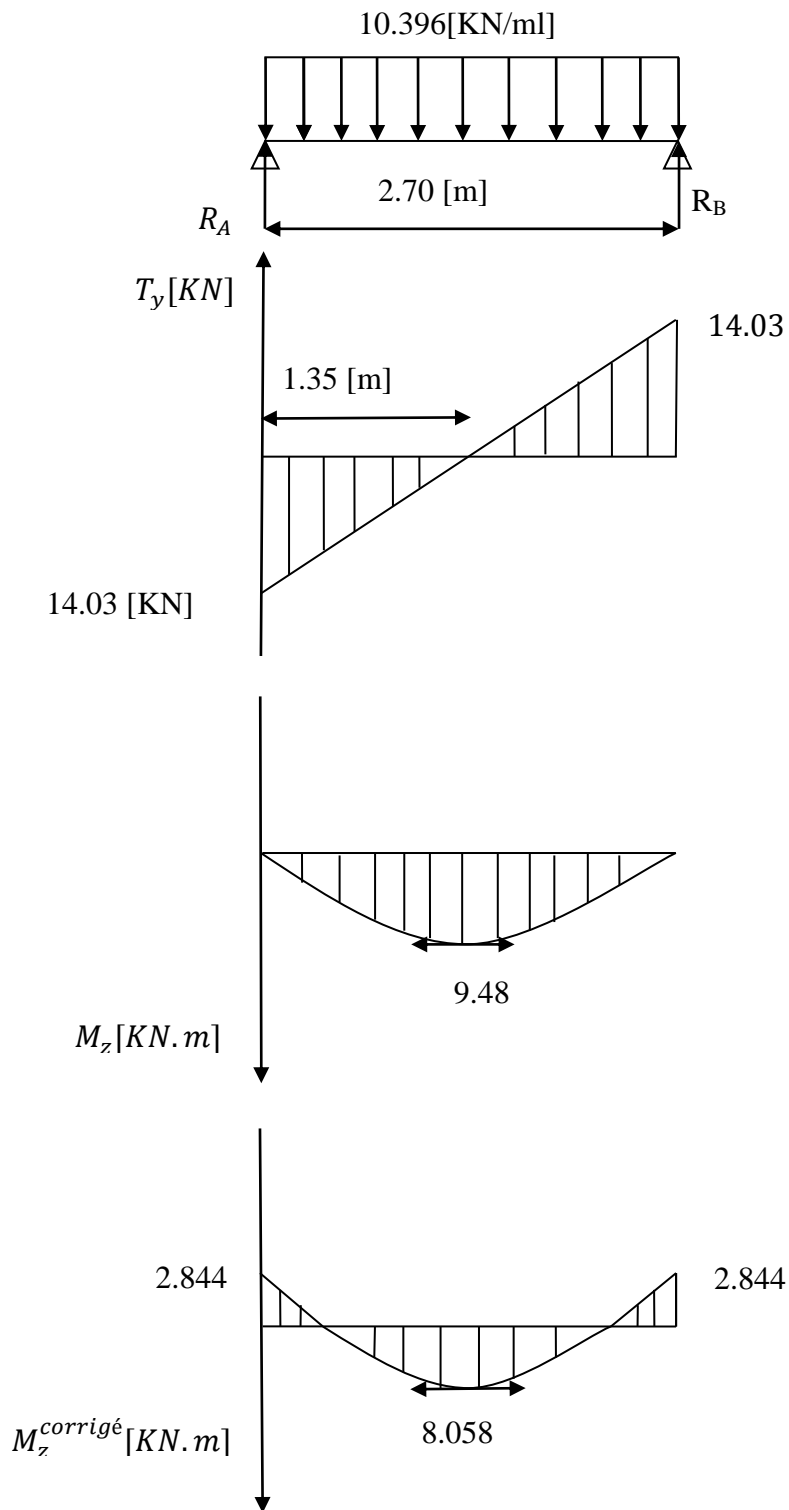
$$M(x) = R_A \times x - \frac{q_u}{2} \times x^2 = +14.03x - \frac{10.396}{2} \times x^2 = +14.03x - 5.198x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x = 0) = 0[KN] \\ x = 2.70 \Rightarrow M(x = 2.70) = +14.03 \times 2.70 - 5.198 \times (2.70^2) = 0[KN] \end{cases}$$

Pour $x=1.35$ [m] on a $M(x = 1.35) = 14.03 \times 1.35 - 5.198 \times 1.35^2 = 9.48[KN.m]$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{U_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{max} = 9.48[KN.m] \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 9.48 = -2.844[KN.m] \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 9.48 = 8.058[KN.m] \end{cases}$$



III.3.8.6) Vérifications :

a) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

➤ **Paillasse 1 :**

a) Vérification

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 2.70 \text{ m} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 8.058 \text{ kN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{270} = 0.062 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.062 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.15}{10 \times 13.122} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL. Art.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0.54[\text{cm}]$$

c) Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \times h + nA_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75[\text{cm}^2]$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 15467[\text{cm}^2]$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15467}{1784.75} = 8.67[\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.67 = 8.33 [\text{cm}]$$

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

$$I_0 = \frac{100(8.67^3 + 8.33^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.33 - 3)^2 = 43398.45 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.058 \times 10^6 \times 2700^2}{10818,86 \times 10^1 \times 43387.87 \times 10^4} = 1.25\text{mm} = 0.125\text{cm}$$

Donc : $f_v = 0.125[\text{cm}] < \bar{f} = 0.54[\text{cm}] \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3.8.7) Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier du RDC et 1^{er} étage à deux paillasse, la poutre palière sera brisée et partiellement encastree dans les poteaux.

a) Pré dimensionnement :

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

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

Avec : h : hauteur de la poutre,

• b : largeur de la poutre,

• L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=260[\text{cm}]$$

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17.33\text{cm} \leq h \leq 26\text{cm} ;$$

On opte pour : $h = 30\text{cm}$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} ;$$

On opte pour : $b = 25 \text{ [cm]}$

b) Vérification des conditions sur RPA :

$h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ [cm]}$, $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ [cm]}$ Toutes les conditions sont Vérifiées

$$h/b = 1.2 < 4$$

Section adoptée : **Poutre palière** \Rightarrow **(25x30) cm²**

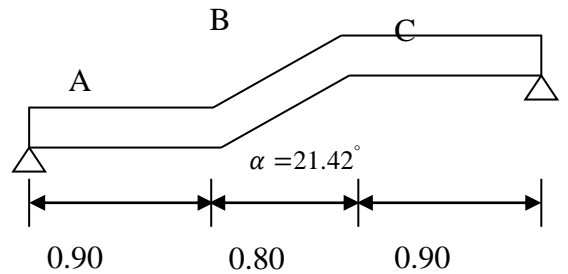
III.3.8.8)

Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre et aux poids du mur extérieur ($G_{\text{mur}} = 2.44\text{KN/m}^2$).

a) Poids propre de la poutre :

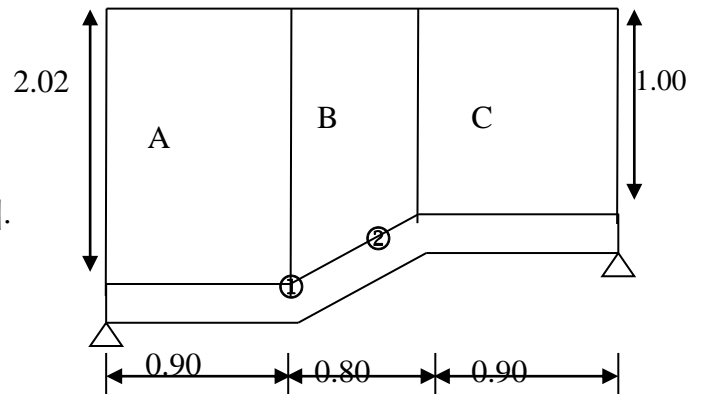
- Parties A et C : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ [KN/ml]}$.
- Partie B : $0.25 \times 0.3 \times 25 \times \frac{1}{\cos 21.42} = 2.014 \text{ [KN/ml]}$.



b) Chargement dû au poids du mur extérieur :

- Partie A: $2.44 \times 2.02 = 4.92 \text{ KN/ml}$.
- Partie C : $2.44 \times 1.00 = 2.44 \text{ KN/ml}$.
- Parties B
- : On aura un chargement trapézoïdal

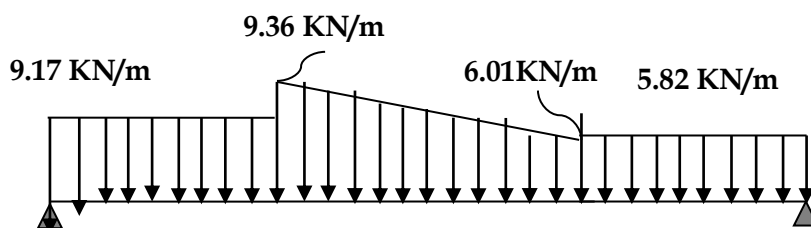
Point (1): 4.92 KN/ml ; Point (2): 2.44 [KN/ml] .



c) Calcul des efforts internes :

1) Combinaison de charges à l'ELU :

- Partie A: $q_u = 1.35(1.875 + 4.92) + 0 = 9.17 \text{ [KN/m]}$.
- Partie C : $q_u = 1.35(1.875 + 2.44) + 0 = 5.82 \text{ [KN/ml]}$
- Partie B: Point 1 : $q_u = 1.35(2.014 + 4.92) + 0 = 9.36 \text{ [KN/ml]}$.
Point 2: $q_u = 1.35(2.014 + 2.44) + 0 = 6.01 \text{ [KNml]}$.



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 9.17 \times 0.90 + 6.01 \times 0.80 + \frac{9.36 - 6.01}{2} \times 0.8 + 5.82 \times 0.90$$

$$R_A + R_B = 19.64 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$9.17 \times 0.90 \times 0.45 + 6.01 \times 0.8 \times 1.3 + (9.36 - 6.01) \times 0.4 \times 1.16 + 5.82 \times 0.90 \times 2.15 = R_B \times 2.60$$

$$22.78 = R_B \times 2.60$$

$$R_B = 8.76 \text{ KN et } R_A = 14.02 \text{ [KN].}$$

❖ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.90$ [m]**

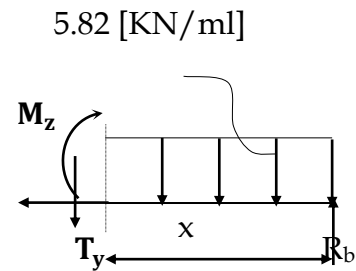
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -2.91x^2 + 8.76x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.90 \rightarrow M_z = 5.53 \text{ [KN.m]}$

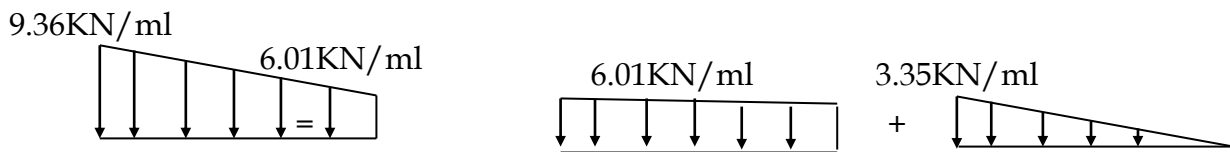
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -5.82x + 8.76$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 8.76 \text{ KN.}$
- Pour $x=0.90 \rightarrow T_y = 3.522 \text{ KN}$



❖ **2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.86$**

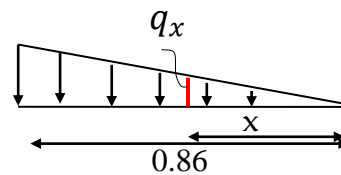
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$q_x/x = 3.35/0.8; \quad q_x = 4.19x$$



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

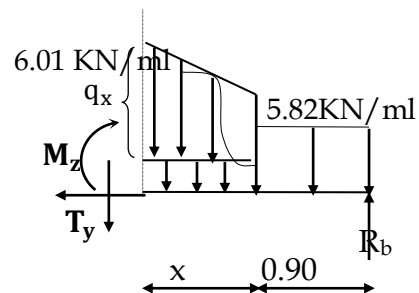
$$M_z = 8.76(x+0.90) - 5.82 \times 0.90(x + \frac{0.90}{2}) - 6.01 \frac{x^2}{2} - \frac{(4.19x)}{2} \cdot (\frac{x}{3})x$$

$$M_z = -0.69x^3 - 3.005x^2 + 3.522x + 5.52$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 5.526 \text{ [KN.m]}$
- Pour $x=0.80 \rightarrow M_z = 6.067 \text{ [KN.m]}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -2.07x^2 - 6.01x + 3.522$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 3.522 \text{ [KN]}$



- Pour $x=0.86 \rightarrow T_y = -2.61 \text{KN}$.

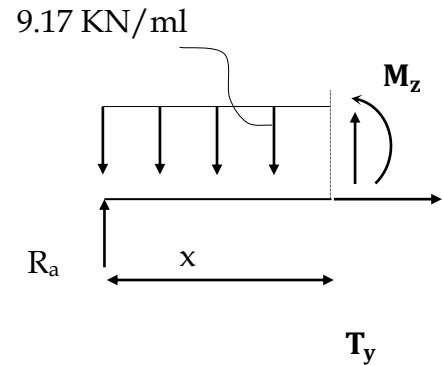
M_z Atteint la valeur max à $x=0.523\text{m}$.

En injectant $x=0.50$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max}=6.449[\text{KN.m}]$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.90\text{m}$

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

$$M_z = -4.585x^2 + 14.02x$$



- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.90 \rightarrow M_z = 8.90 \text{KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = +9.17x - 14.02$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -14.02 \text{KN}$.
- Pour $x=0.90 \rightarrow T_y = -5.77 \text{KN}$

❖ **Remarque :**

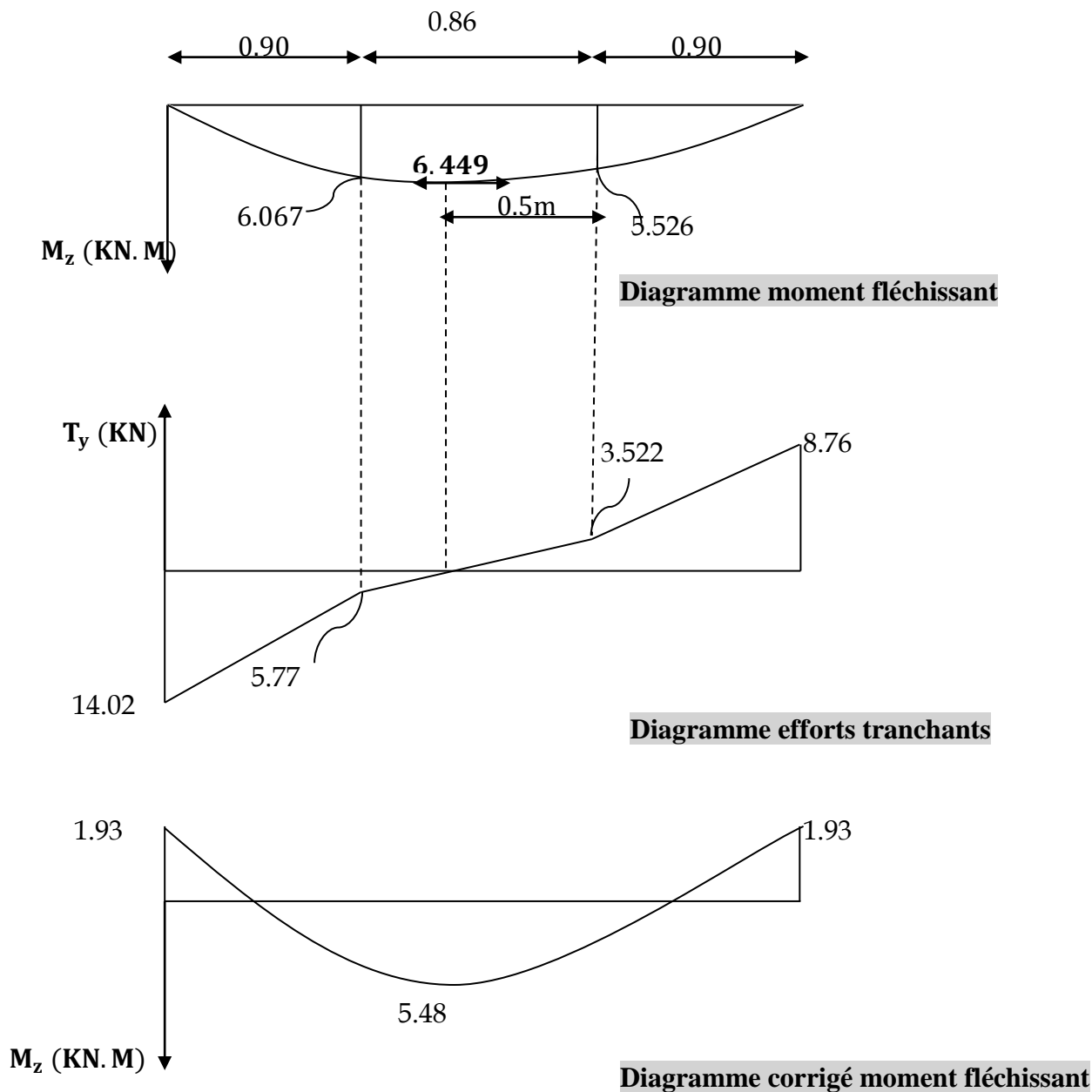
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 6.449 = -1.93 \text{ (KN.m)}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 6.449 = 5.48 \text{KN.m}$$



C) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a_{max}} = 1.93$ [KN.m]
- $M_{t_{max}} = 5.48$ [KN.m]

❖ En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t_{max}} = 5.48$ [KN.m]

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.48 \times 10^5}{25 \times 27^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.0211 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0211 \Rightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.48 \times 10^5}{0.9945 \times 27 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.586 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA10 = 2.35 [cm²].

❖ Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : **Ma_{max} = 1.93 [KN.m]**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.93 \times 10^5}{25 \times 27^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.0074 \Rightarrow \beta = 0.9965$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.93 \times 10^5}{0.9965 \times 27 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.206 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA10 = 2.35 [cm²].

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

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

$$A_{s,\text{totale}} = 3\text{HA}10 + 3\text{HA}10 = 4.70 [\text{cm}^2] > 0.005 \times b \times h = 3.75 [\text{cm}^2] \quad \text{Condition vérifiée}$$

A) Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

❖ En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.815 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \checkmark$$

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

On doit vérifier que :

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

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right) \right\} ;$

Donc : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}.$

❖ Calcul de τ_u :

$V_{\max} = 14.02 \text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14.02 \times 10^3}{250 \times 270} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.207 [\text{Mpa}].$$

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

3) Entrainement des barres :(Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

c) Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 [\text{MPa}].$$

d) Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 94.20} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.61 \text{Mpa}.$$

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

4) Longueur du scellement droit :(Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

e) Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s^1 = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.273 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ [cm]}.$$

$$L_s^2 = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.273 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ [cm]}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ [cm]}$

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

f) Appuis de rive :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_e} = \frac{14.02 \cdot 10^3}{348.100} = 0.402 \text{ [cm}^2\text{]} ; A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

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

On doit

vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 14.02 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 270} = 0.46 \text{ Mpa}].$$

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

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

7) Calcul des armatures transversales :

7-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $4\phi 8$; Donc $A_t = 2.01[\text{cm}^2]$.

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

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.51 - 0,3 \times 2.1) \times 1.15 \times 30} < 0$$

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

7-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(24.3 ; 40\text{cm}) = 24.30 [\text{cm}]$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.00\right\}\right) = \min(7.5\text{cm} ; 12.00\text{cm}) = 7.5 [\text{cm}]$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(24.30\text{cm} ; 7.50\text{cm}) = 7.50 [\text{cm}]$.

On opte pour $S_{t \max} = 7.00 [\text{cm}]$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(24.30\text{cm} ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 15\text{cm}$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

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

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2.$$

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

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales::(Art 5.1, 22/BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bst}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{cm}^2$$

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

I. Vérification à l'ELS :

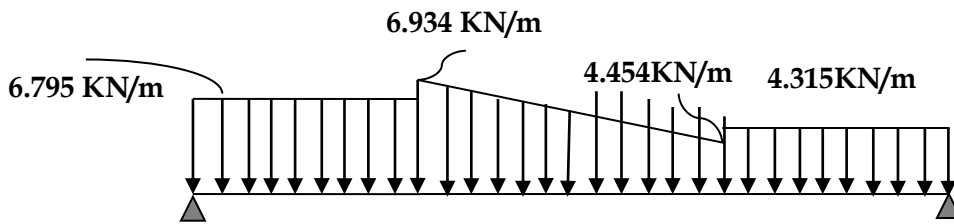
h) Combinaison de charges à l'ELS :

Partie A: $q_s = (1.875 + 4.92) + 0 = 6.795 \text{KN/ml}$.

Partie C : $q_s = (1.875 + 2.44) + 0 = 4.315 \text{KN/ml}$

Partie B: Point 1 : $q_s = (2.014 + 4.92) + 0 = 6.934 \text{KN/ml}$.

Point 2 : $q_s = (2.014 + 2.44) + 0 = 4.454 \text{KN/ml}$



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 6.795 \times 0.90 + 4.454 \times 0.8 + \frac{6.934 - 4.454}{2} \times 0.8 + 4.315 \times 0.90$$

$$R_A + R_B = 14.554 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$6.795 \times 0.90 \times 0.45 + 4.454 \times 0.8 \times 1.3 + (6.934 - 4.454) \times 0.4 \times 1.166 + 4.315 \times 0.90 \times 2.15 = R_B \times 2.60$$

$$16.89 = R_B \times 2.60$$

$$R_B = 6.496 \text{KN et } R_A = 8.058 \text{[KN]} .$$

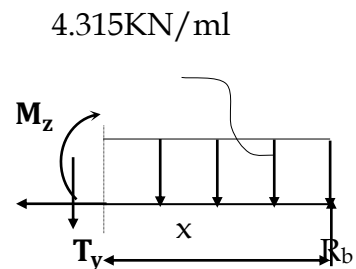
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.90\text{m}$

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

$$M_z = -2.157x^2 + 6.496x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.90 \rightarrow M_z = 4.099 \text{ [KN.m]}$

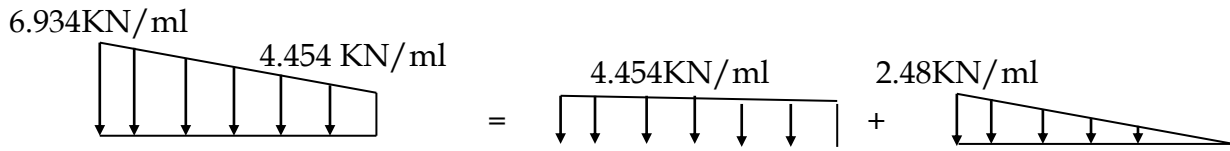
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -4.315x + 6.496$$



- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 6.496 [KN]$.
- Pour $x=0.90 \rightarrow T_y = 2.612 [KN]$

❖ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.8$

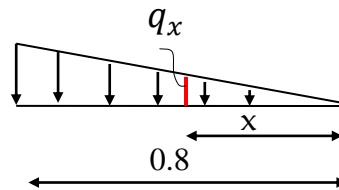
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$q_x / x = 2.48 / 0.8 \quad : \quad q_x = 3.1x$$

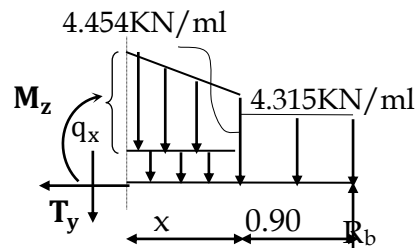


$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 6.496(x+0.90) - 4.315 \times 0.90(x + \frac{0.90}{2}) - 4.454 \frac{x^2}{2} - \frac{(3.1x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.516x^3 - 2.227x^2 + 2.61x + 4.098$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 4.098 KN.m$
 - Pour $x=0.8 \rightarrow M_z = 4.496 KN.m$
- $$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -1.548x^2 - 4.454x + 2.61$$
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 2.61 KN$
 - Pour $x=0.8 \rightarrow T_y = -1.943 KN$.



M_z Atteint la valeur max à $x=0.5m$.

En injectant $x=0.50$ dans M_z , on obtient $M_z^{max} = 4.781 KN.m$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.90m$

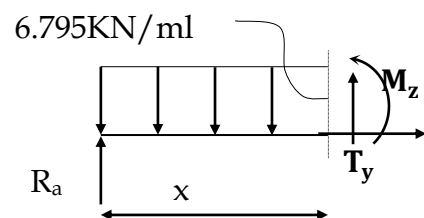
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -3.4x^2 + 8.058x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.90 \rightarrow M_z = 4.5 KN.m$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 6.8x - 8.058$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -8.058 KN$.
- Pour $x=0.90 \rightarrow T_y = -1.94 KN$



❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

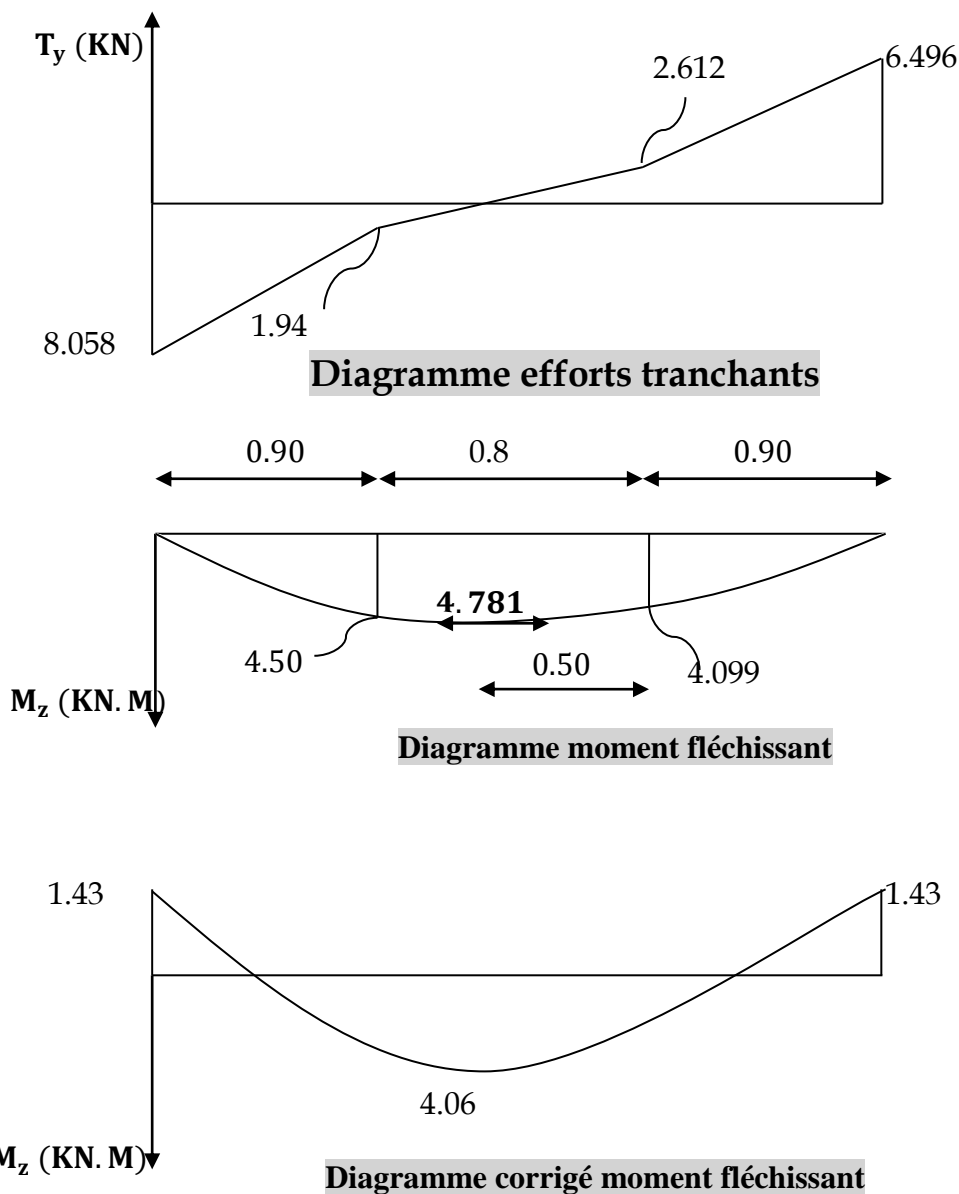
-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 4,781 = -1,43 \text{ [KN.m]}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 4,781 = 4,06 \text{ [KN.m]}$$

Diagramme des moments à l'ELS:



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

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

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

i) En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{25 \times 27} \times 100 = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow k_1 = 39.355 \text{ et } \beta_1 = 0.9085$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.06 \times 10^6}{0.9085 \times 270 \times 235} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{70.43 [MPa]}$$

$$\sigma_s = 70.43 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{70.43}{39.355} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \mathbf{1.79 [Mpa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1.79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

j) Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{25 \times 27} \times 100 = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow k_1 = 39.355 \text{ et } \beta_1 = 0.9085$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.43 \times 10^6}{0.9085 \times 270 \times 235} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{24.80 [Mpa]}$$

$$\sigma_s = 24.80 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{24.80}{39.355} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \mathbf{0.630 Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.630 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

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

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0.115$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

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

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.35}{25 \times 27} = 0.0035$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

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

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 4.06}{10 \times 6.934 \times 2.6^2} = 0.06$$

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

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

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

Armatures longitudinales :

- **3HA10filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 10filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales.

- **1cadre et 1 étrier enHA8.**

III.4) Les Balcon :

Sont réalisés en dalle pleine et sont équipé d'un garde-corps, ayant les dimensions suivantes :

Largeur : 1,32[m]

Longueur : 5,0 [m]

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{132}{10} = 13,2 \text{ [cm]}$$

Soit $e = 15$ [cm].

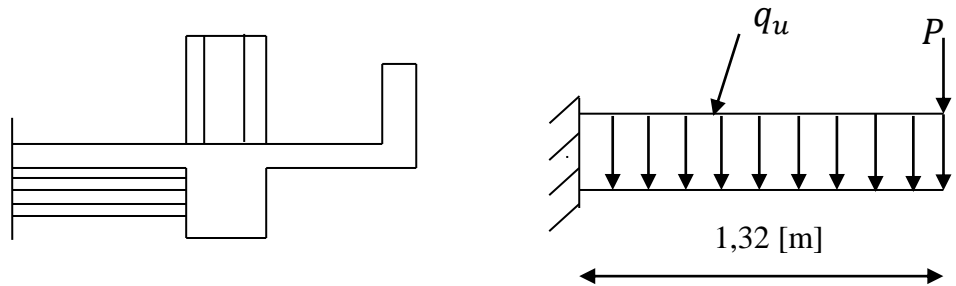


Figure III.4.1. Schéma statique du balcon

III.4.1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1 m de balcon.

1) Charges permanentes :

e) Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1m = 3,75$ [KN/ml]

f) Poids des revêtements :

g) Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$ [KN/ml]

h) Mortier de pose : $0,03 \times 20 \times 1 = 0,6$ [KN/ml]

i) Couche de sable : $0,03 \times 18 \times 1 = 0,54$ [KN/ml]

j) Enduit ciment $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44$ [KN/ml]

$$\mathbf{G = 5,73[KN/ml]}$$

2) Charge concentrée :

✓ Poids propre du garde-corps : $P = (0,9 + 0,64) \times 1,4 \times 1 = 2,16$ [KN]

✓ Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1$ [KN]

3) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ [KN/ml]}$$

III.4.2) Combinaisons de charges :**1. L'ELU :****a) Dalle:**

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,73 + 1,5 \times 3,5 = 12,98[\text{KN/ml}].$$

b) Garde-corps :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 2,16 = 2,92 [\text{KN}].$$

2. L'ELS:**• Dalle :**

$$q_s = G + Q = 5,73 + 3,5 = 9,23 [\text{KN/ml}].$$

• Garde-corps : $P_s = 2,16[\text{KN}]$.**III.4.3) Calcul des moments :**

➤ Le moment provoqué par la charge P_u est :

$$M_{Pu} = -P_u \times L = -2,92 \times 1,32 = -3,85[\text{KN.m}].$$

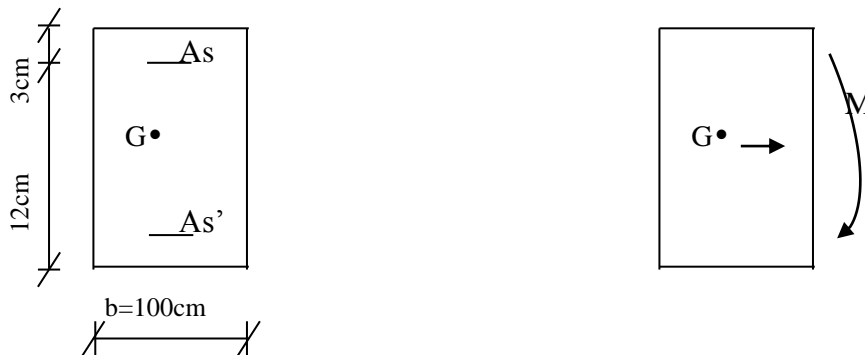
➤ Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u L^2}{2} = -\frac{12,98 \times (1,32)^2}{2} = -11,30[\text{KN.m}].$$

➤ Le moment total est :

$$M_u = M_{Pu} + M_{qu} = -15,15[\text{KN.m}]$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue.

III.4.4) Ferrailage :

On a : $M_u = 15,15[\text{KN.m}]$ $C = 3 [\text{cm}]$ (enrobage)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,15 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,074$$

$\mu = 0,074 < 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,074 \quad \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,15 \times 10^5}{0,962 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,77[\text{cm}^2].$$

Soit $6HA 12 = 6,78[cm^2]$ avec un espacement $S_t=16[cm]$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70[cm^2]$$

Soit $4HA10 = 3,14[cm^2]$ avec un espacement $S_t = 25 [cm]$

III.4.5) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45[cm^2]$$

$A = 6,78[cm^2] > A_{min} = 1,45[cm^2] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

On doit Vérifier que :

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

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12,98 \times 1,32 + 2,92 = 20,05[KN].$$

$$\tau_u = \frac{20,05 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,167[MPa].$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}, 4MPa] = 2,5[MPa].$$

$$\tau_u = 0,167 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n\pi\Phi$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61[cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{20,05 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 22,61} = 0,821[MPa].$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15[MPa].$$

$$\tau_{se} = 0,821[MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [MPa]. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement (A6.1.23 BAEL91)

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328[cm].$$

$$\text{Soit } l_s = 43 [cm]$$

Soit une longueur hors crochet égale à :

$$l_a = 0,4l_s = 17,2 [cm]$$

e) Écartements des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min\{2h ; 25\text{cm}\} = 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5) Vérification à L'ELS :**a) Combinaison de charges :**

- **Dalle :**

$$q_s = G + Q = 5,73 + 3,5 = 9,23 [\text{KN/ml}].$$

- **Garde-corps :**

$$P_s = 2,16[\text{KN}].$$

b) Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{ps} = -\frac{q_s l^2}{2} - p_s \times l = -\frac{9,23 \times 1,32^2}{2} - 2,16 \times 1,32$$

$$M_s = -10,89[\text{KN.m}].$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

c) Contraintes dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,89 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,053 \Rightarrow \alpha = 0,0680$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,15}{10,89} = 1,391$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,391-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,0680 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta n f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta n f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_1)$$

- **Calcul de y_1 :**

$$b \times \frac{y_1^2}{2} - n \times A_s (d - y_1) = 0 \quad \Rightarrow 50 \times y_1^2 - 15 \times 6,78 (12 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 101,7y_1 - 1220,4 = 0 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 504,4$$

$$y_1 = 4,03[\text{cm}]$$

- Calcul de I :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,03^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (12 - 4,03)^2$$

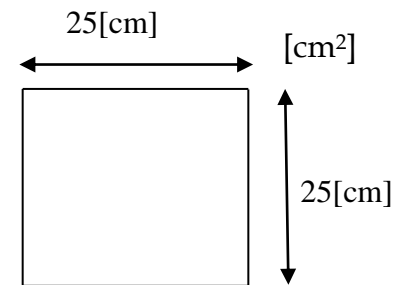
$$I = 8641,77 [\text{cm}^4]$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{10,89 \times 10^6}{8641,77 \times 10^4} \times (120 - 40,3) = 150,65 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = 150,65 [\text{Mpa}] < \sigma_{st} = 201,63 [\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

On opte pour un dimensionnement forfaitaire de (25× 25)



- Ferrailage :

La poutre sera ferrillée avec la section minimale exigée par le RPA99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 25 \times 25 = 3,75 [\text{cm}^2]$$

On prend $A = 4HA12 = 4,52[\text{cm}^2]$ avec des cadres de HA8 et des espacements de 15 [cm]

III.5) L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute.

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

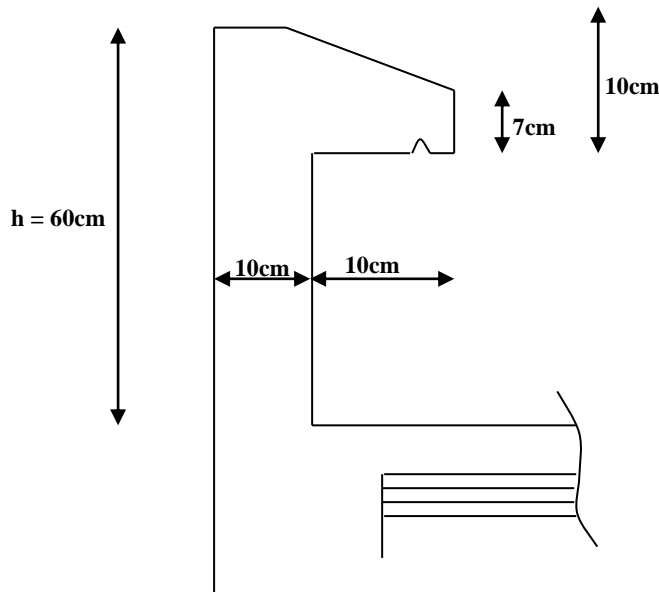


Figure. III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-5-1) : Détermination des sollicitations :

a) Schéma statique :

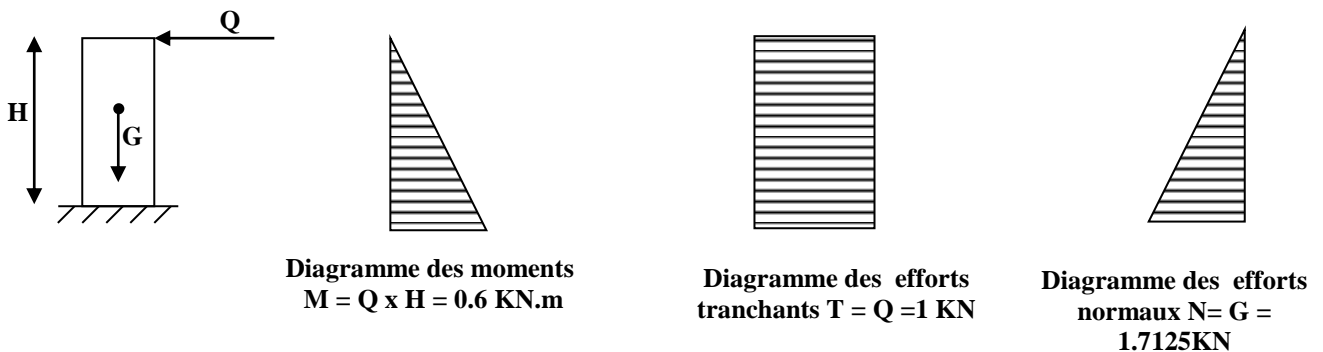


Figure III-5-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

b) Calcul des efforts :

- **Effort normal dû au poids propre :**

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right]$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ [ml]} = 0,6 \text{ [KN.m]}.$$

- **Effort tranchant T:**

$$T = Q \times 1 \text{ [ml]} = 1 \text{ [KN]}.$$

- **Effort normal N dû au poids propre G :**

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ [KN]}.$$

III-5-2) Combinaison de charge :

a) **l'ELU :** La combinaison de charges est : $1,35G + 1,5 Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ [KN.m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

b) **l'ELS :** La combinaison de charges est : $G + Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 1,7125 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ [KN.m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

III.5.3) : détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composé, en considérons une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise a un effort normal N et un moment de renversement M .

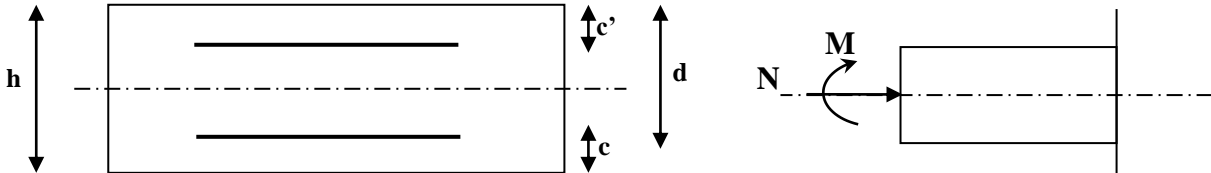


Fig III-5-3 : schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

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

a) Calcul des armatures à l'ELU :**1) Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec : a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

2) Calcul en flexion simple (section fictive) :

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,9694 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995..$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire) $A_s = 0$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 35 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

3) Calcul en flexion composée (armatures réelles):

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312}{34,8} = 0,283 [\text{cm}^2]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 [\text{MPa}].$$

4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (de la section minimal):(Art. A.4.2.1/BAEL 91)

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min}.$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right].$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35\text{m} = 35 [\text{cm}]$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 [\text{MPa}].$$

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

$$A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2].$$

- **Conclusion :**

On remarque que $A < A_{\min}$ alors Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement de 25cm.

h) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 [\text{Cm}^2].$$

Soit : 3HA8 = 1.51cm² avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

b) Vérification au cisaillement [Art A5.1 ; 1.BAEL91]:

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 [\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0,0188 [\text{Mpa}].$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

B : la largeur de la bande considérée = 100cm.

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

c) Vérification de l'adhérence des barres [Art A 6.1, 3..BAEL] :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15\text{MPa} (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

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

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \emptyset.$$

$$\sum u_i = 5\pi \times 0,8 = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 12,56} = 0,16\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres.

d) Espacement des barres :

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

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

$$S_t = 25 \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres [Art A.6.1, 23..BAEL91]:

Longueur de scellement L_s est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 25,40\text{cm}.$$

$$\mathbf{L_s = 30cm.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ [MPa]}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920. \Rightarrow K_1 = 47,89$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,558 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 40,558 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 40,558 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU et justifié à l'ELS

Armatures principales.....4HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement S_t = 25cm.

Armatures de répartitions.....3HA8 = 1.51cm² avec un espacement S_t = 25cm.

- **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

L'action des forces horizontales F_p, doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (II_a) et le groupe d'usage du bâtiment(2) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \Rightarrow Soit : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,7125[\text{KN/ml}]$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$

$F_p = 0.882 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Chapitre IV

Présentation de l'ETABS

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elle 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.2) 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 les cas de structure 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.3) Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une

interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en

vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000, ROBOT et SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



IV-5) : Etapes de modélisation :

IV .5.1) : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

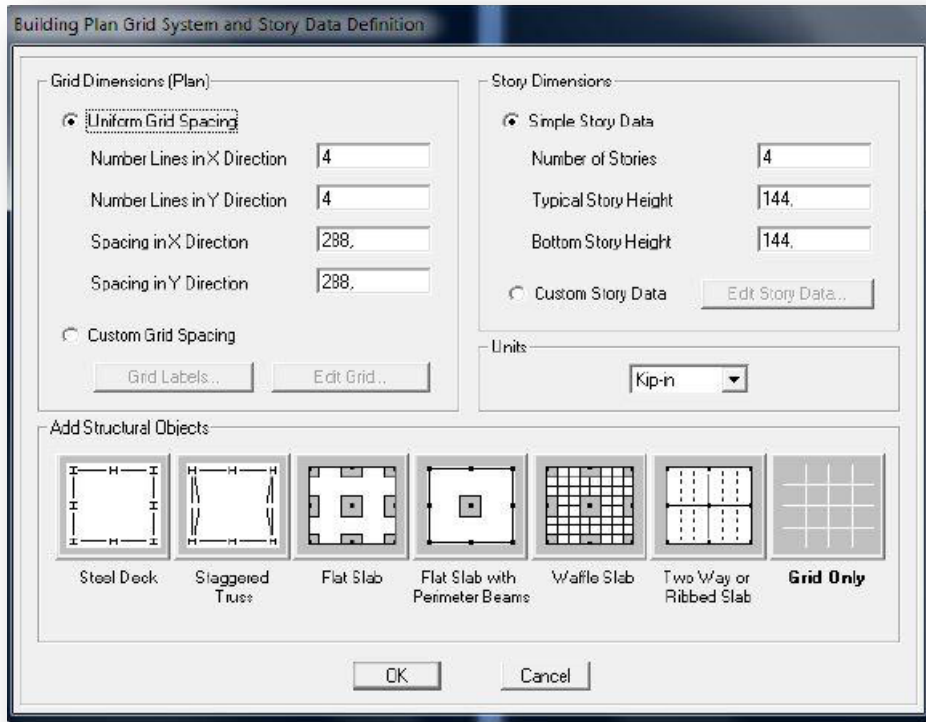
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

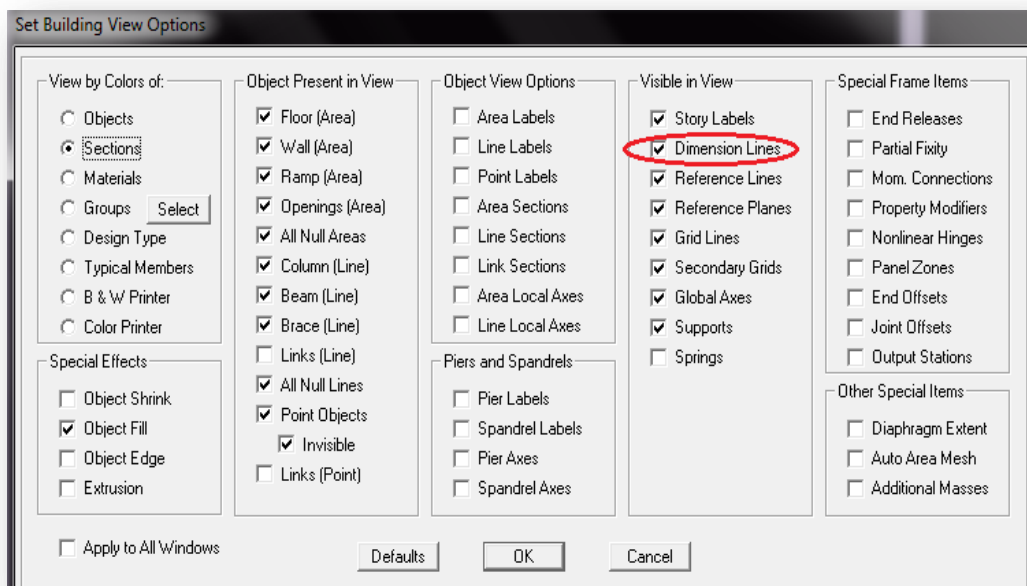
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

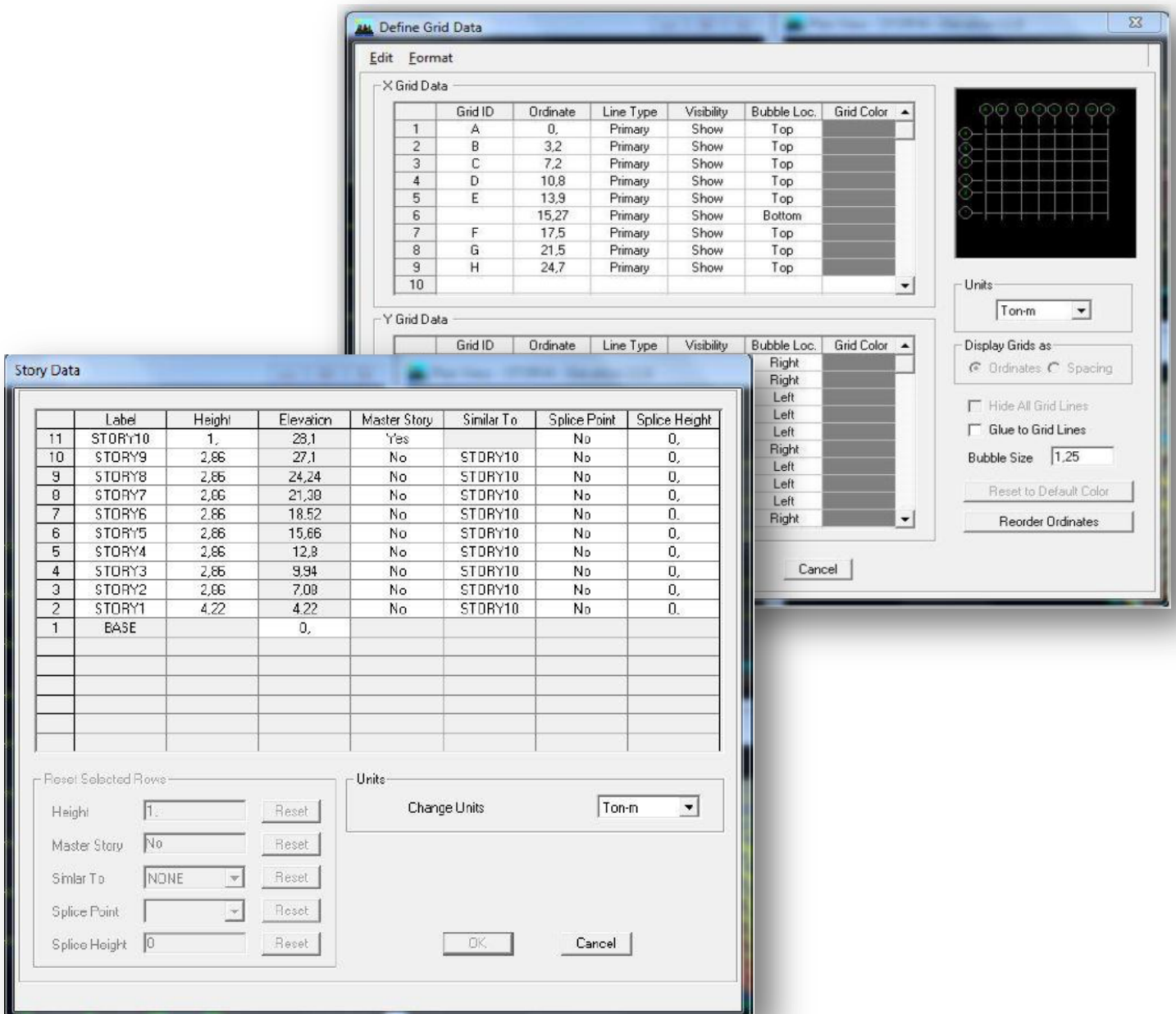
c) Vérification des dimensions :

View → set building view options



d) Modélisation de la géométrie de base :


L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

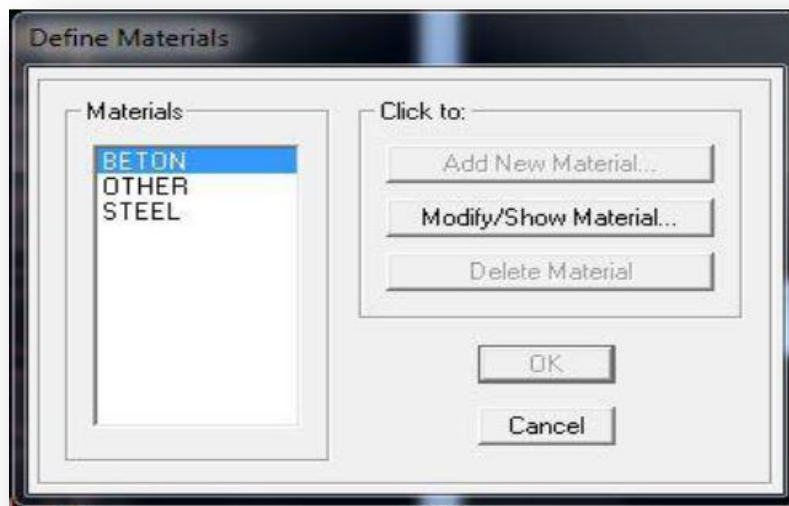
-Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

-Enfin on valide avec OK

Propriétés mécanique du matériau utilisé : 

define → materialsproperties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :



IV-5.2) : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

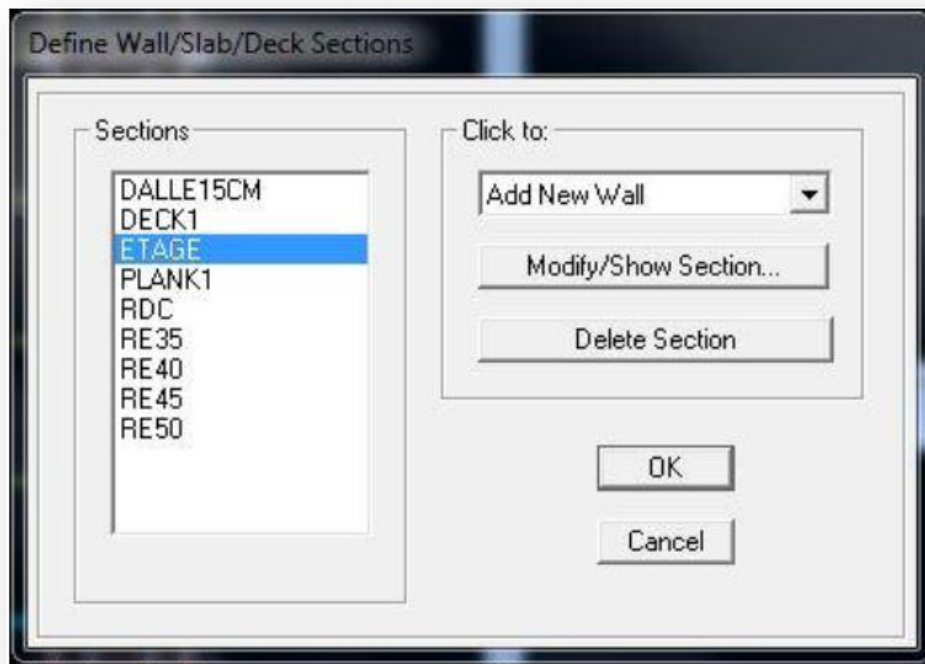
a) Choix des sections :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres, voiles... Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

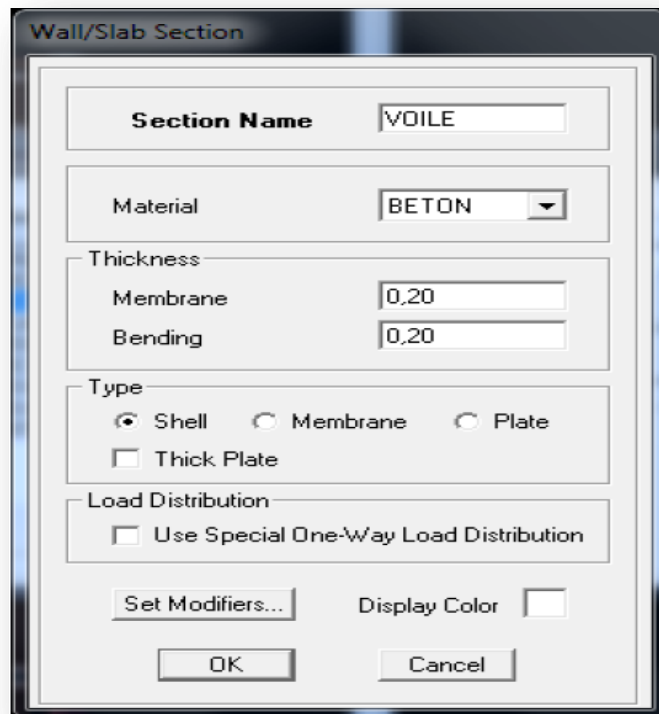
b) Définition des sections :

- *Pour définir les voiles*



Dans le menu déroulant choisir  : Define → wall/slab/deck section out



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

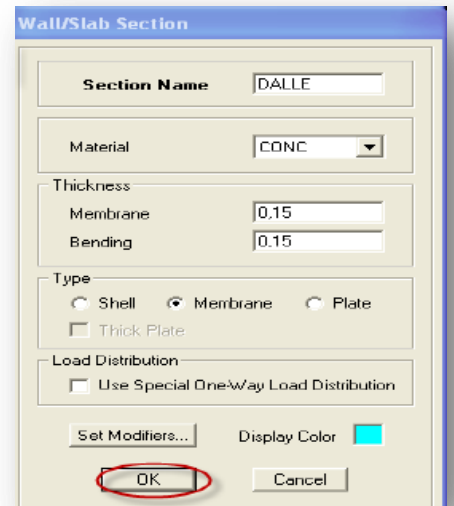


Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit  .

- *Pour définir les dalles pleines*

Define puis wall/slab/deck section → Add New Slab



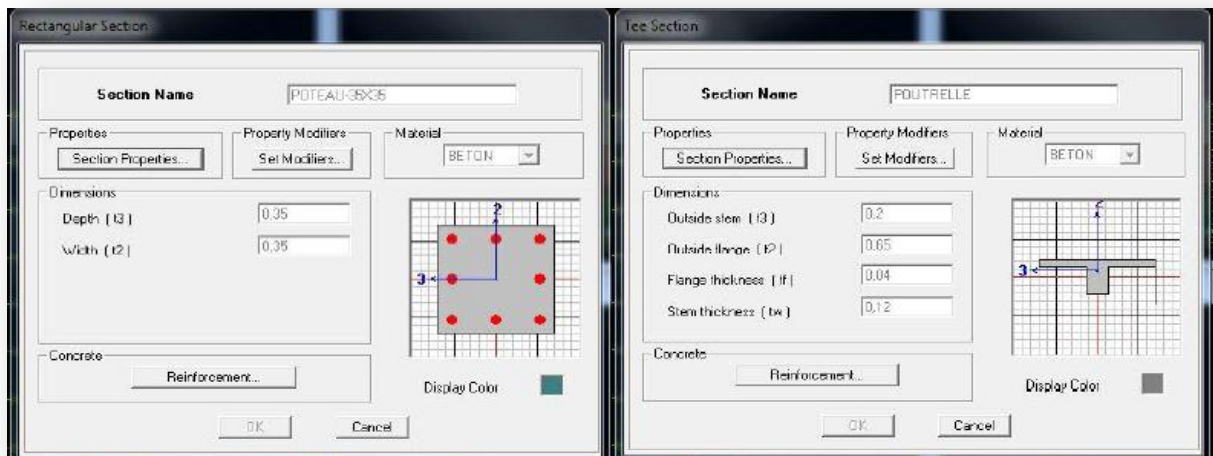
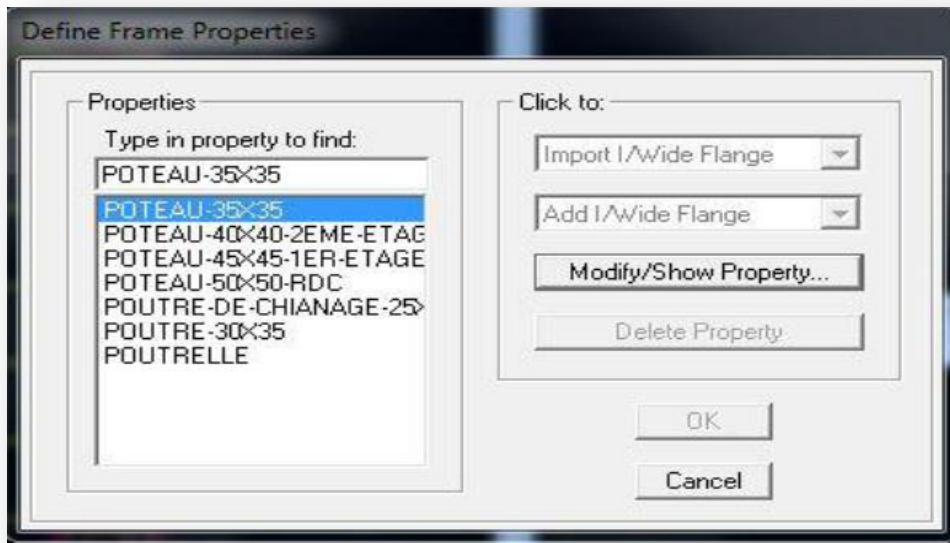
- *Poutres et poteaux :*

Define → frame sections ou ()

Icône properties → on sélection tout → delete property


Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

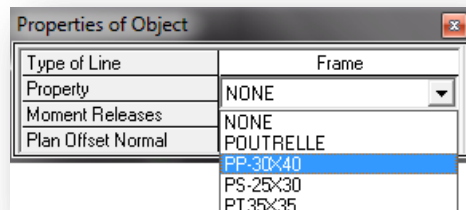
Remarque : lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

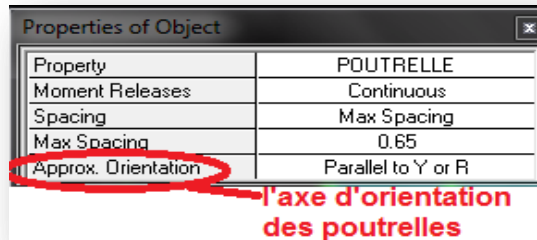
Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :

- Les pouters : Draw → Draw line objects → create lines in region 





- *Les poutrelles:*

Draw → Draw line objects → create secondary Beam in region or at clicks 




- *Les poteaux:*

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ()

Remarque:  cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

- *Les dalles plains:*

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas ,

Out (create areas at clicks )

- *Les voiles:*

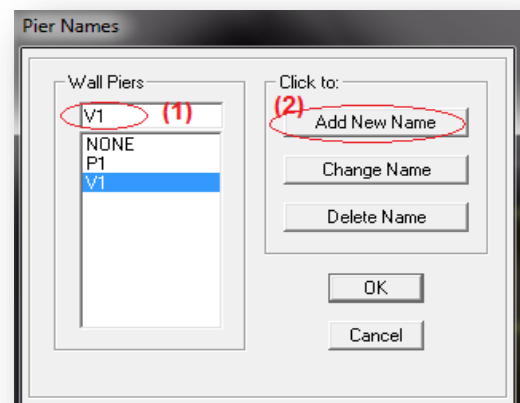
Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais il faut se mettre en élévation.

Remarque :


- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les définit comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

- Sélectionner le voile et les raidisseurs.
- Poursuivre l'instruction suivante

Assigning → Shells / Area → Pier Label .



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.



- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**

On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Remarque :

Si les éléments de la structure sont les même pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage.


IV-5.3): troisième étape

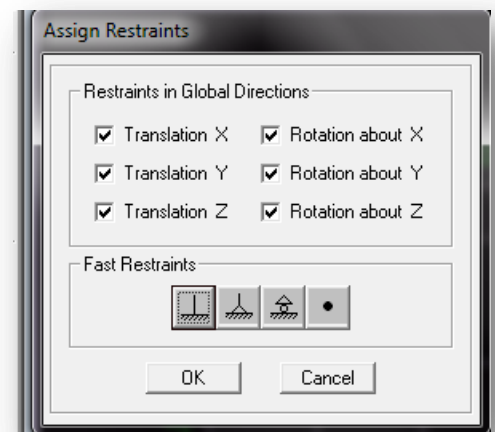
Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu **Assigne** → **joint/point**, puis

Restreints(support), ou en cliquant sur 




- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)
- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
 - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
 - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
 - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
 - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

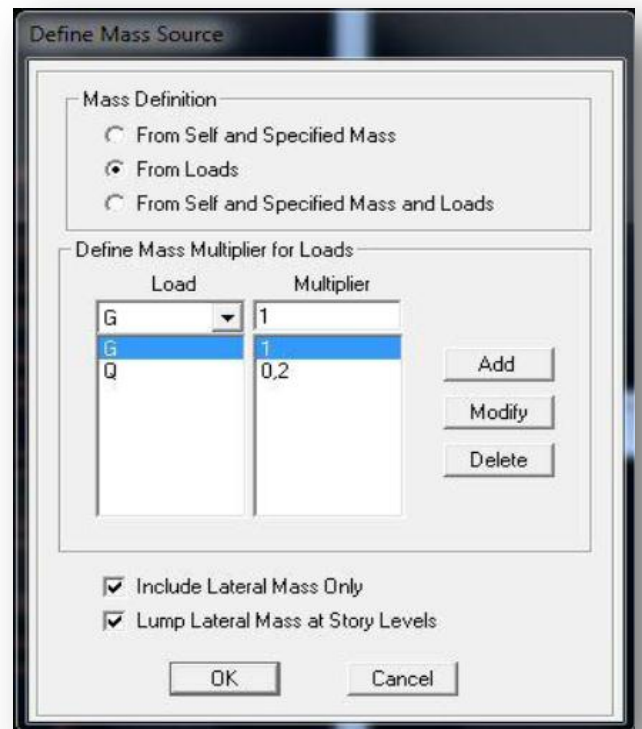
b) Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération,
 $\beta = 0.2$ L'instruction : **Define** → **masse source** 

Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

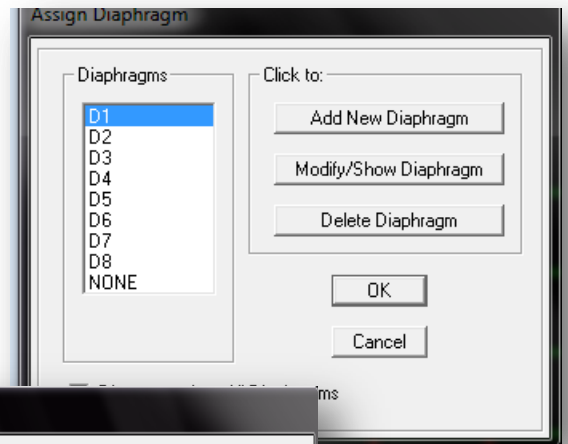


c) Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

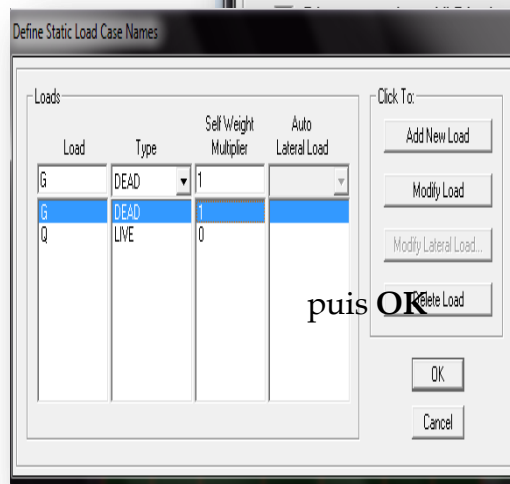
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigidiaphragm 



On choisit **Add New Diaphragm** →

On va l'appeler **D1** puis **ok**



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

IV-5.4: quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

a) Charge Statiques (G et Q):

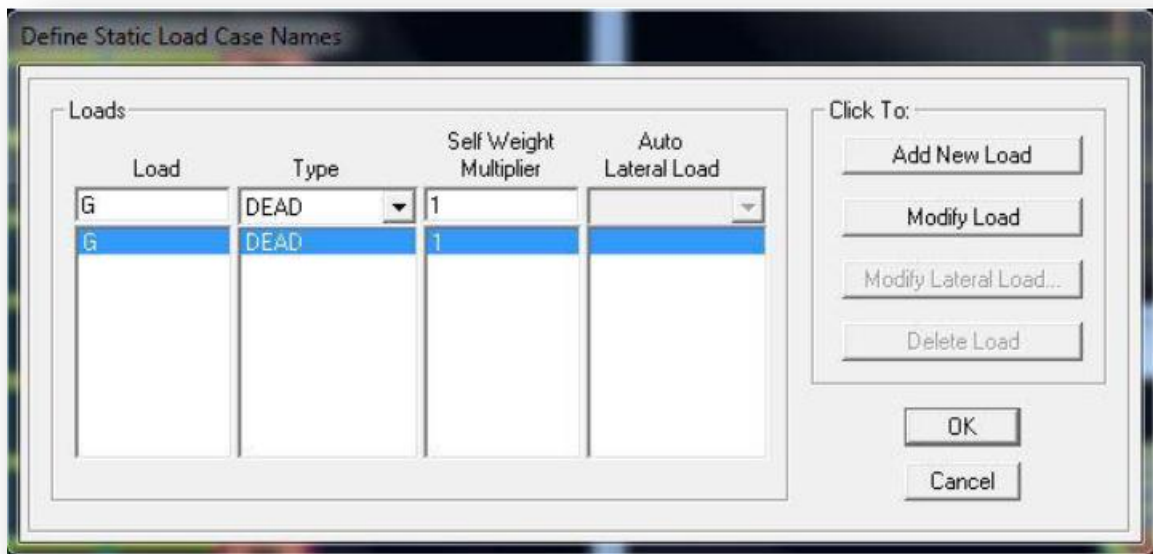
La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q

▪ **Charges permanentes G :**

Load Name (nom de a charge)

Type: DEAD (permanent)

Self-weigh multiplier (coefficient intern poids proper): 1

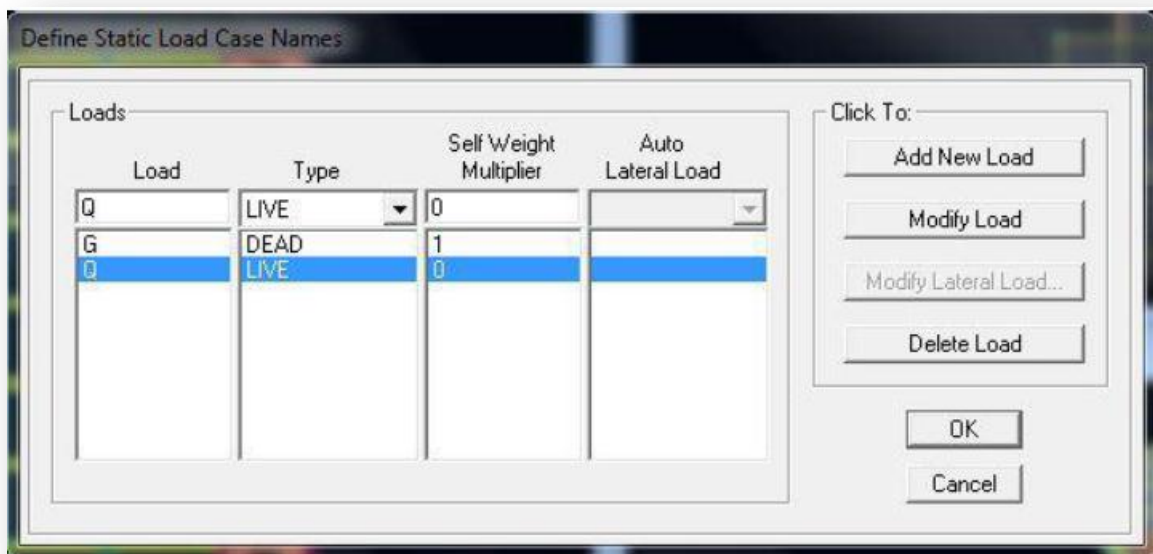


- **Surcharges d'exploitation Q:**

Load Name (Nom de a charge):Q

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre):0

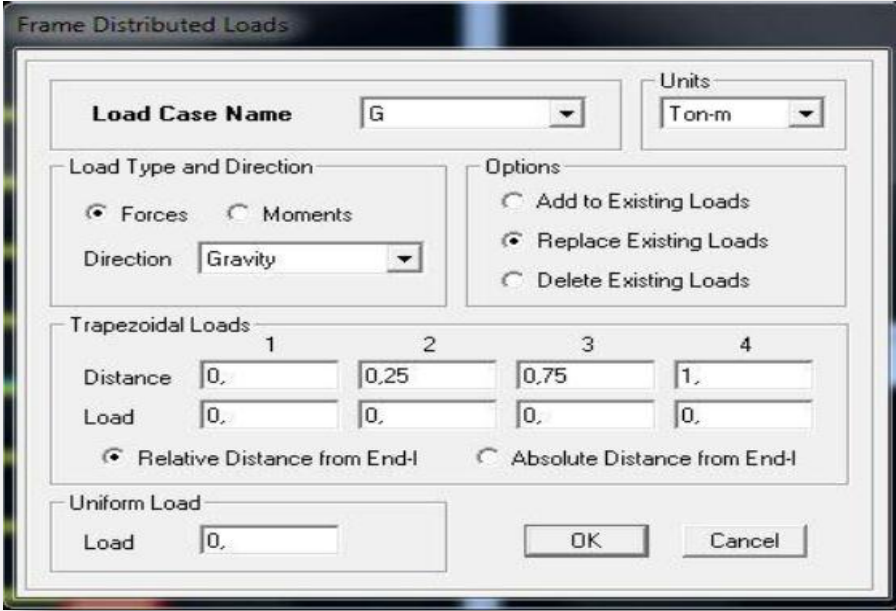


- **Chargement:**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour la charge concentrée
- La valeur de charge uniformément répartie



- **Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

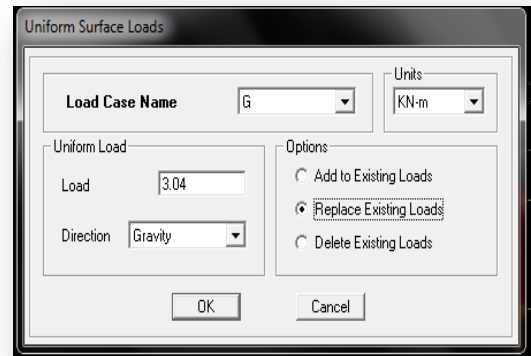
✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.



Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres :

$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e_{pdalle}$$

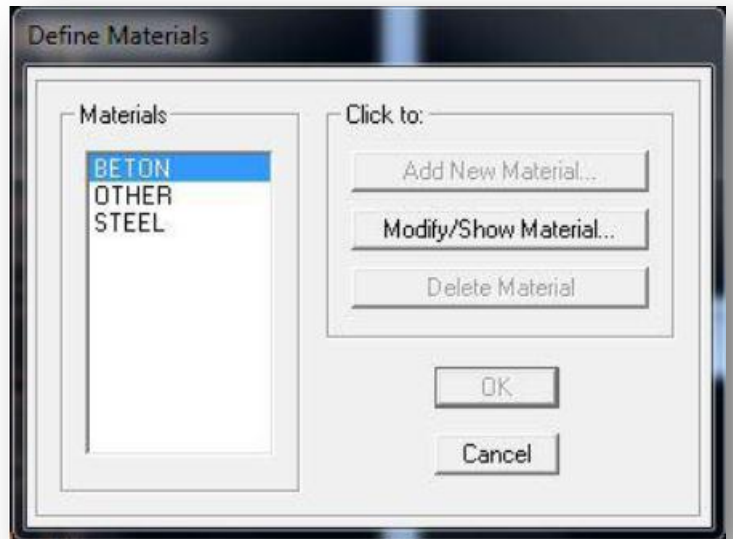


- **Définition des matériaux :**

Define - Materials 

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur

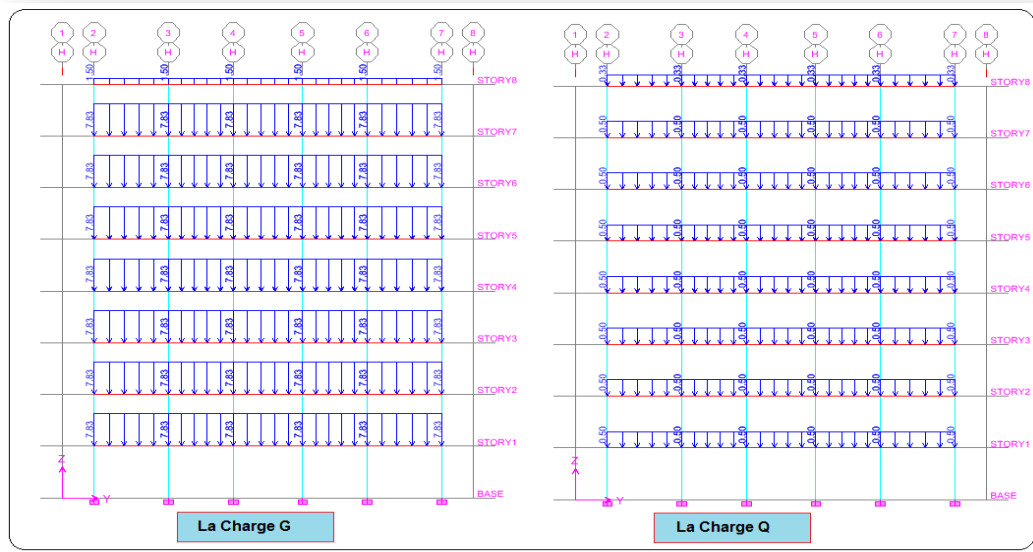
Add new Materia



- **La visualisation graphique des forces :**

Display → show loads → frame/ line 

Cette instruction permet la visualisation graphique des charges et ses valeurs.

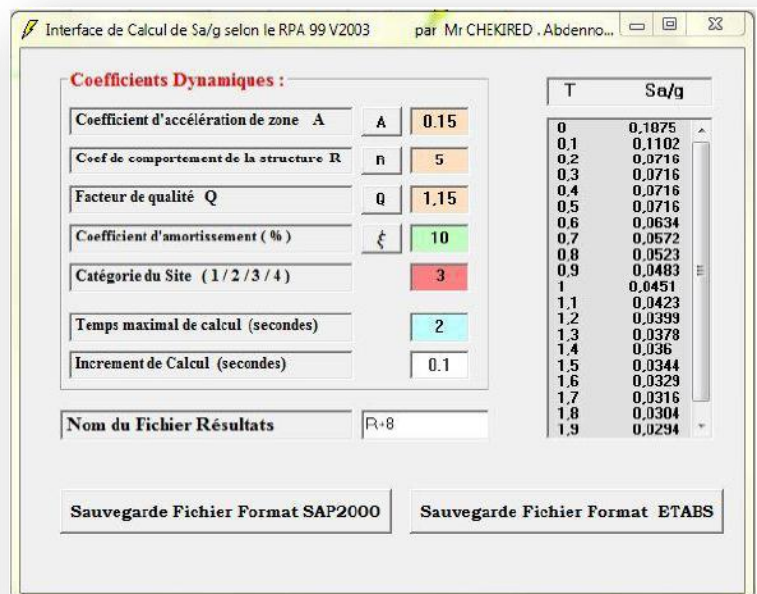
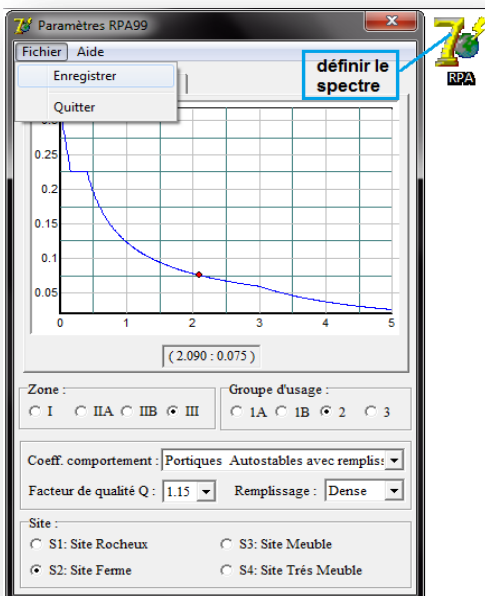


b) Charge Sismique :

- *Spectre de réponse :*

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Pour définir le spectre de

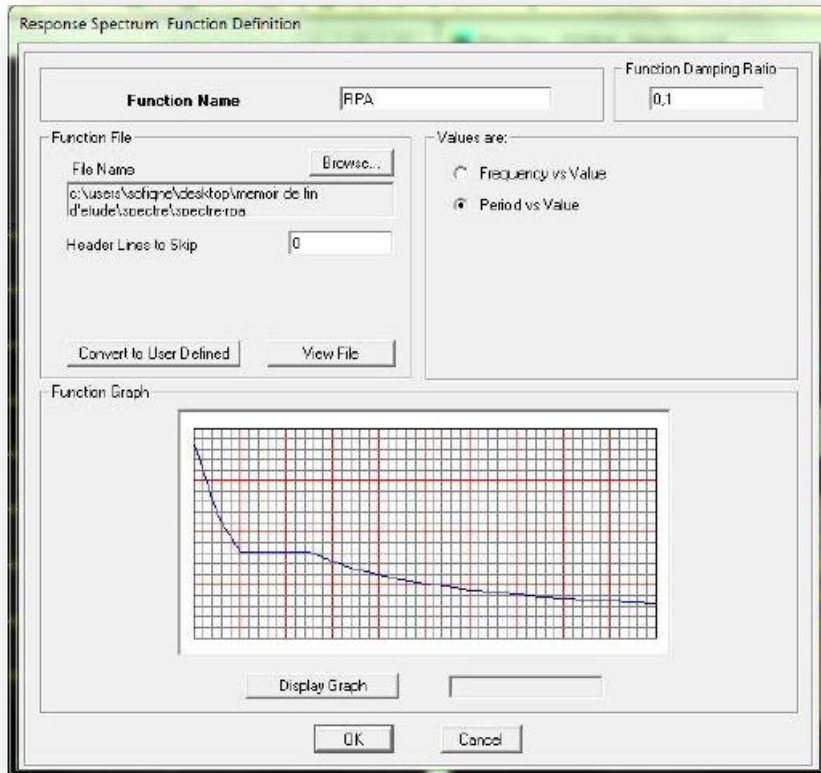




reponse cliquer sur la fenêtre suivante va apparaître :

Define → Response Spectrum Functions

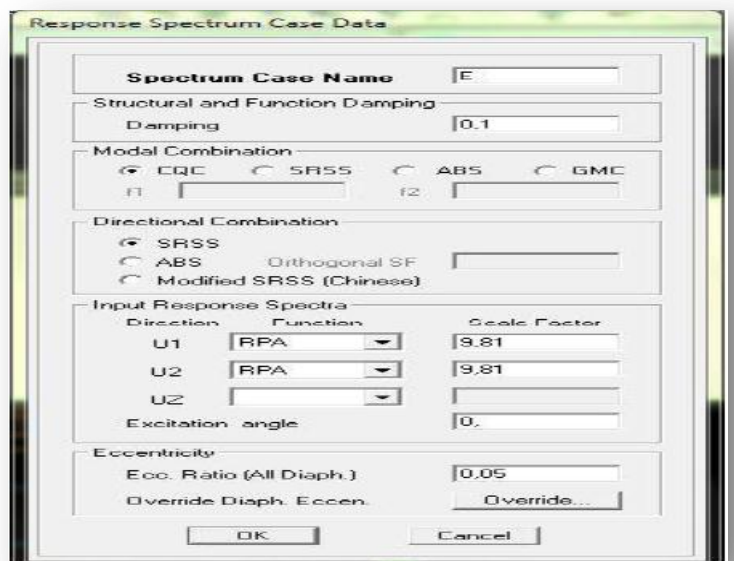
CliquesureAdd spectrum from file



- **Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du

Chargement E (séisme), pour cela on clique sur :



Define →  Reponses spectrum cases → Add New Spectrum

V-5.5: cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → Load combinations

 **Add new Comb.**

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour

L'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **DefineLoadcombinations**

Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

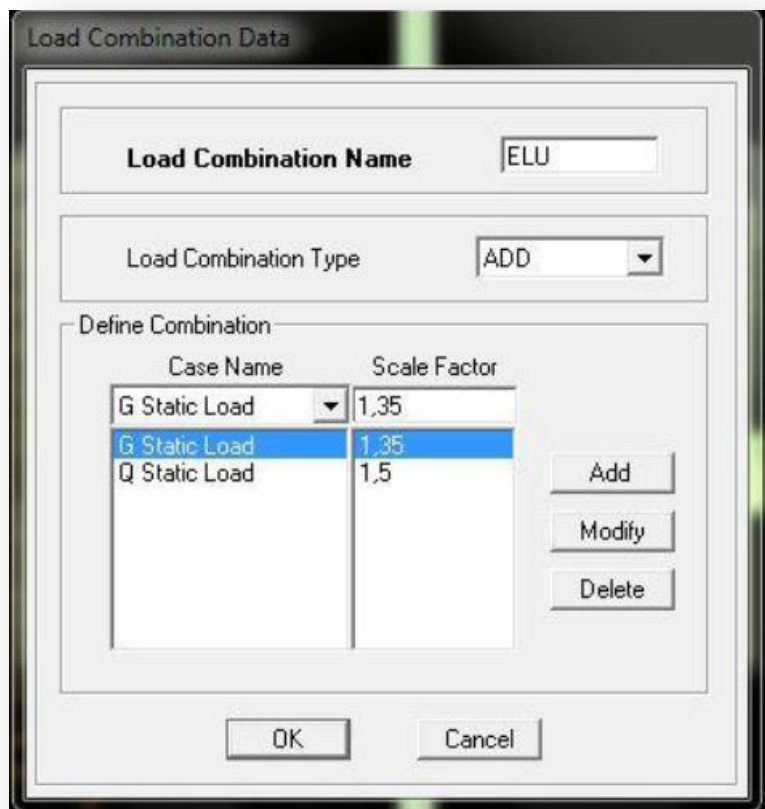
G+Q±E, 0.8G±E, G+Q±1.2E

D'après le BAEL les combinaisons de charges

sont :

ELU : 1.35G+1.5Q, ELS :

G+Q



V-5.6): sixième étape :

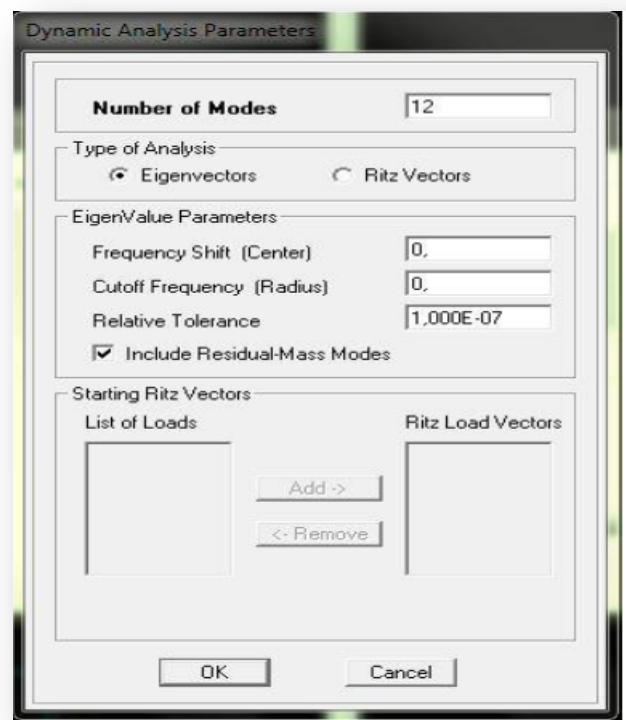
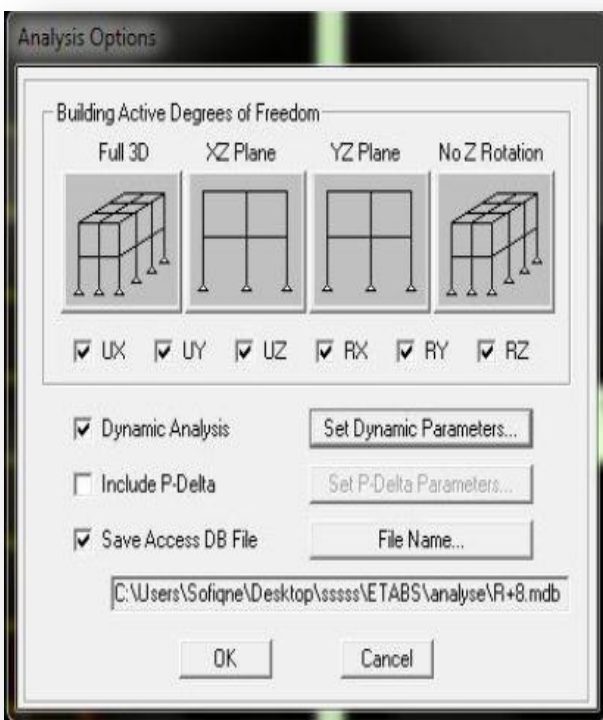
La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier lenombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'unfichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze Set analyze → Options

Cliquer sur Set

DynamicParameter



Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.


La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts

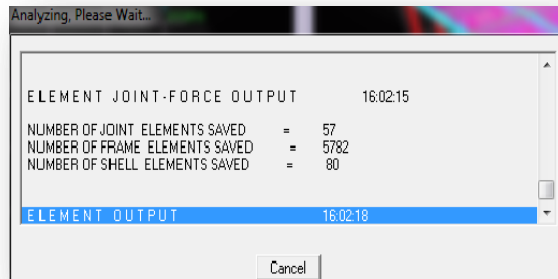
dans les éléments et des réactions d'appuis

V-5.7):septième étape :

- Exécution :

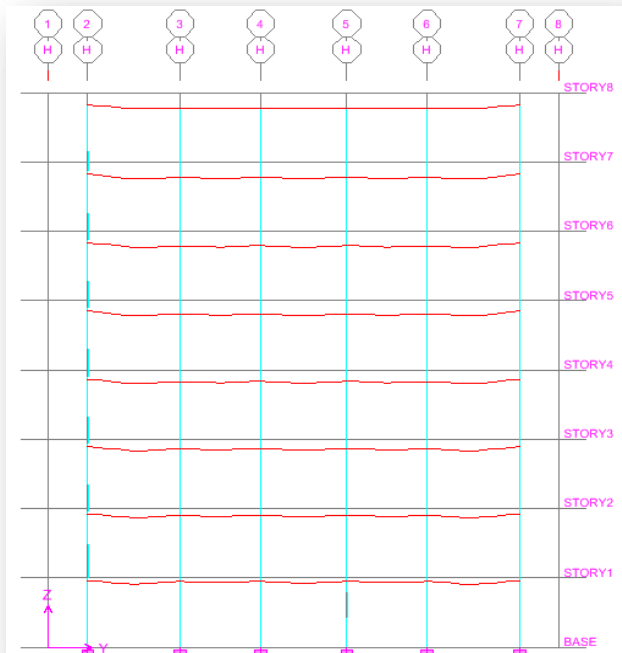
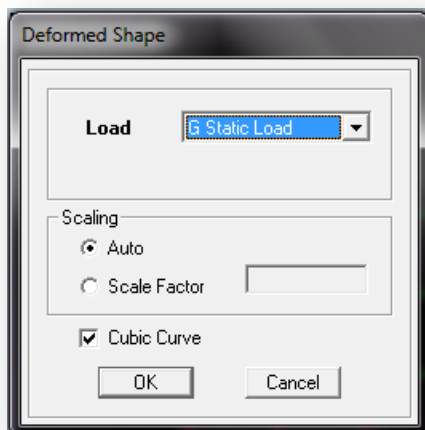
Analyze → Run(f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant

Avec : File → Save as.



- Déplacements 

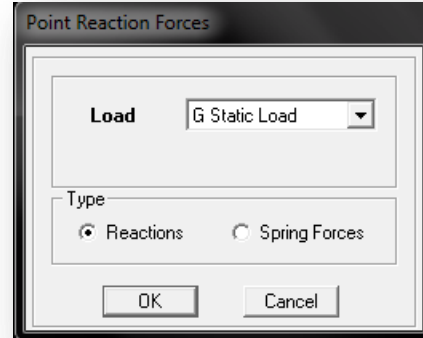
Display → show Deformedshape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

- Visualisation des réactions 

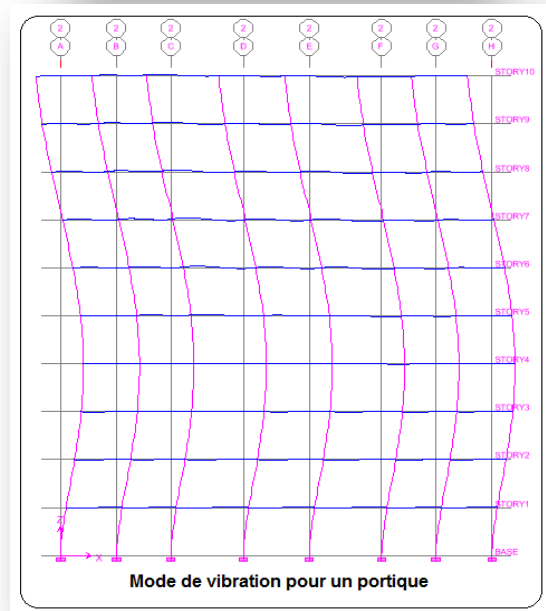
Display → show Member Forces /Stress Diagram → Support/ Springs Reaction.



- Visualisation des modes de vibration 

Display → Show Mode Shepe

Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace

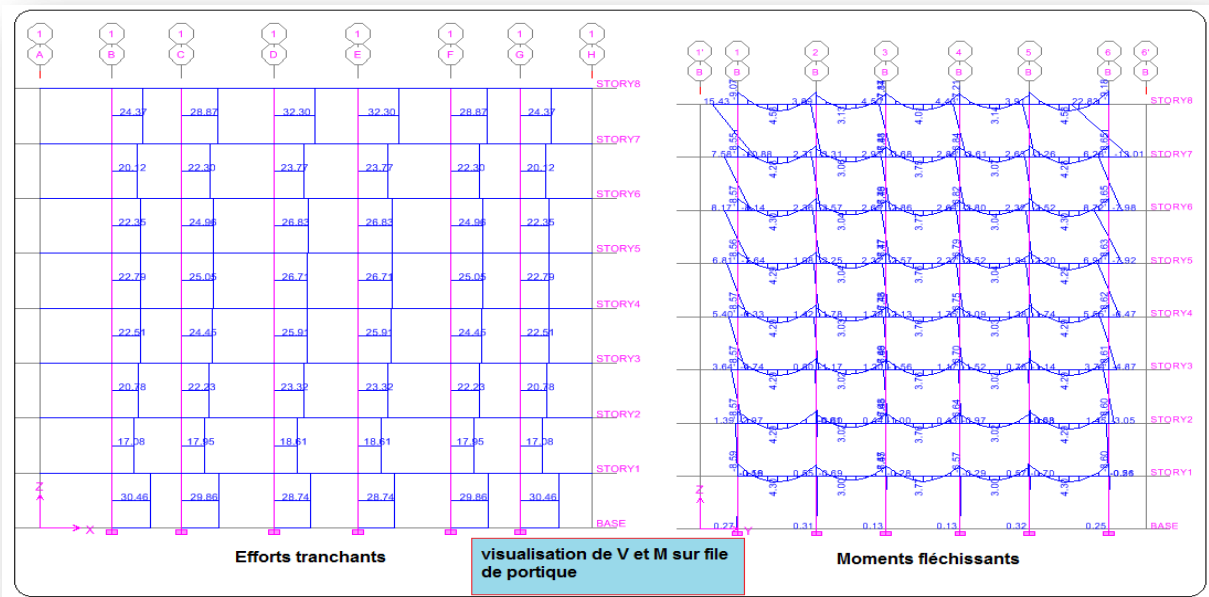


- Visualisation des efforts internes

Display → show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.

Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.



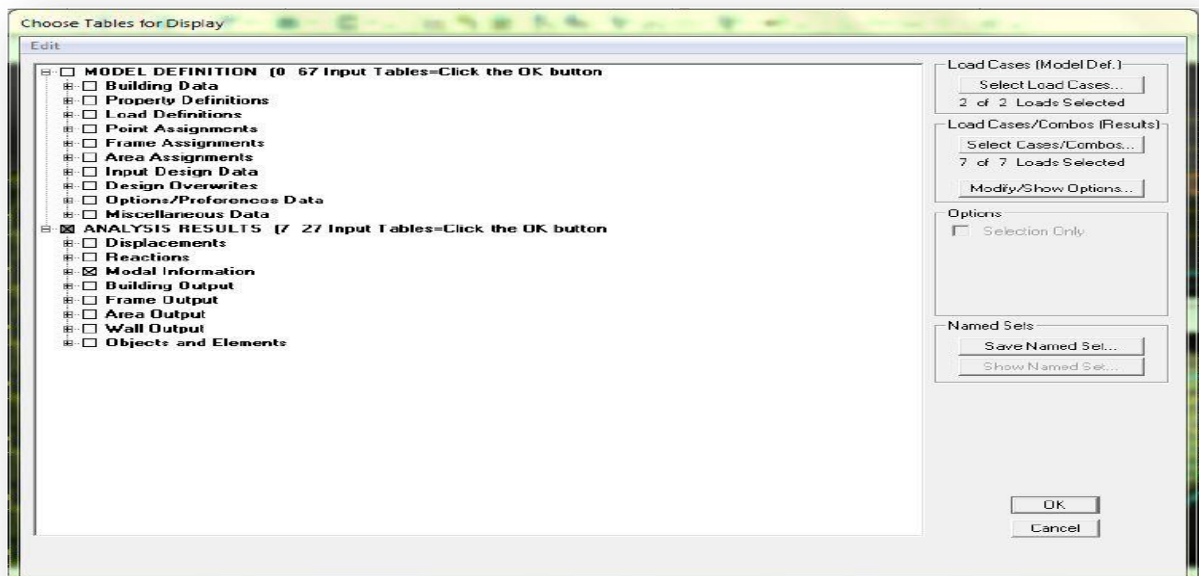


• Résultat d'analyse :

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show Tables.

Les efforts internes :

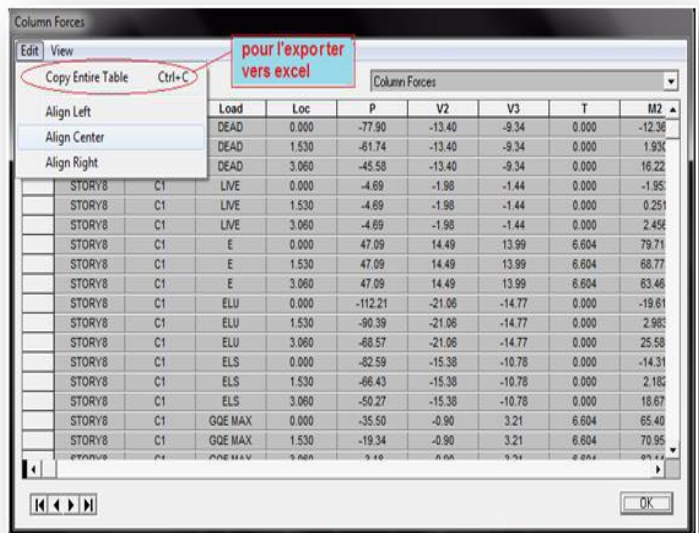


	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,663512	64,5398	0,6014	0,0000	64,5398	0,6014	0,0000	0,8639
	2	0,627764	0,3068	67,7073	0,0000	64,8466	68,3087	0,0000	96,1797
	3	0,573751	5,4731	0,6303	0,0000	70,3197	68,9390	0,0000	0,8912
	4	0,173507	16,3196	0,0068	0,0000	86,6394	68,9458	0,0000	0,0000
	5	0,158647	0,0162	17,8583	0,0000	86,6556	86,8041	0,0000	1,5049
	6	0,146090	0,1374	0,0577	0,0000	86,7931	86,8619	0,0000	0,0038
	7	0,080472	6,4213	0,0239	0,0000	93,2143	86,8858	0,0000	0,0017
▶	8	0,068323	0,0330	6,6151	0,0000	93,2474	93,5008	0,0000	0,4175
	9	0,063058	0,0008	0,0033	0,0000	93,2482	93,5042	0,0000	0,0003
	10	0,048889	3,0787	0,0106	0,0000	96,3268	93,5148	0,0000	0,0002
	11	0,038931	0,0122	3,2278	0,0000	96,3391	96,7426	0,0000	0,0824
	12	0,036176	0,0097	0,0039	0,0000	96,3488	96,7465	0,0000	0,0001

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par $\sum UX$, $\sum UY$

Remarque :

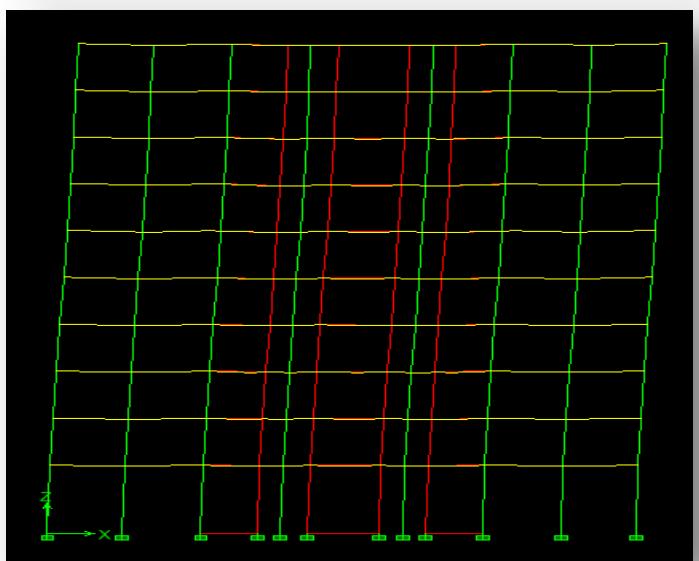
Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel



- Edit → copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.

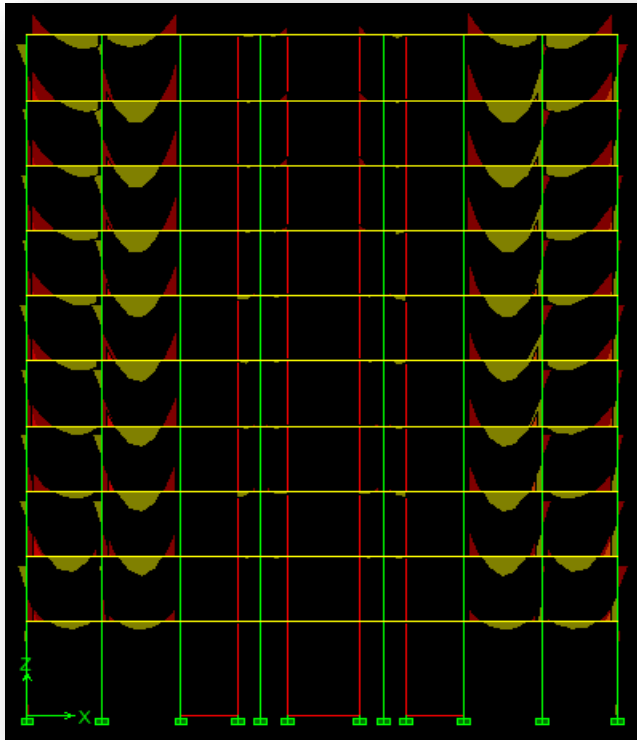
Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** on sélectionne une combinaison d'actions



- **Diagramme des efforts interne :**

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Membre** → **forces/stresses diagram** dans le menu **display**



Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne **Frame Forces** (effort dans les bars).

On clique sur **Select Case/Combe** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- Les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyse se retrouve dans un fichier out, génère par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

- Fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier Out avec recherche de Windows.

Chapitre 1

Vérification du RPA

V.1) Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1) Méthode statique équivalente :**V.2.1.1) Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.2.1.2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.2.2) Les Méthodes Dynamiques :**V.2.2.1) La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2.2) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- ★ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $\longrightarrow C_T=0.05$.

Remarque :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 35,56^{3/4} = 0,7281 \text{sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,7281 = 0,946[s] \geq T_{\text{etabs}} = 0,741[s] \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.741193	70.5057	0	0	70.5057	0
2	0.655313	0	69.5354	0	70.5057	69.5354
3	0.593062	6.0303	0.0001	0	76.5361	69.5355
4	0.222322	13.6714	0	0	90.2074	69.5355
5	0.157459	0	18.5858	0	90.2074	88.1213
6	0.14969	0.1566	0	0	90.3641	88.1213
7	0.113023	4.3015	0	0	94.6655	88.1213
8	0.094576	0.7689	0	0	95.4344	88.1213
9	0.068087	1.4521	0.2446	0	96.8865	88.3659
10	0.067962	0.0607	6.1098	0	96.9472	94.4757

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel **Etabs** $T_{\text{anal}} = 0.74$ sec

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70.50% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 69.53%.

REMARQUE : Le nombre de mode à considérer

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

On doit vérifier les conditions suivantes :

Vérification spécifique pour les poteaux.

Système de contreventement.

Résultantes des forces sismiques de calcul (l'effort tranchant à la base)

Le déplacement inter étage sont acceptables.

L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.

Vérification de l'excentricité pour les deux sens .

1) Spécification pour les poteaux :(Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003)

Outre les vérifications prescrites par CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

B_c : l'aire (section brute) de béton

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Pour les poteaux de section (45x45) $N_d = 585.94 \text{ kN}$

$$V = \frac{585.94 \times 1000}{(450) \cdot (450) \cdot 25} = 0.115 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour les poteaux de section (40x40) : $N_d = 154.81 \text{ KN}$

$$V = \frac{154.81 \times 1000}{(400) \cdot (400) \cdot 25} = 0.038 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour les poteaux de section (35x35) : $N_d = 51.157 \text{ KN}$

$$V = \frac{51.157 \times 1000}{(350) \cdot (350) \cdot 25} = 0.016 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2) Vérification de l'effort tranchant à la base

-La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée

par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V_{MSE}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V_{MSE} / V_t$.

$$V = \frac{\mathbf{A} \times \mathbf{D} \times \mathbf{Q}}{\mathbf{R}} \times \mathbf{W} \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

★ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **A** est donné par le tableau **4-1-RPA 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa).

★ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Le coefficient **R** est donné par le **tableau (4.3 RPA 2003)** en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas : **R=5**

D : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**

$$\longrightarrow \quad \text{Site 3} \quad T_2 = 0.5 [s]$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

★ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

✓ **Sens x-x :**

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0.2=1.2$$

✓ **Sens y-y :**

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0.2=1.20$$

Poids total de la structure :(W = 20487.482.KN.

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	20487.482	3421.2044	3421.2044	0

- Sens x-x :

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 35.56[m]$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 26[m]$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 35.56^{3/4}\right); \left(0.09 \times \frac{35.56}{\sqrt{26}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.728; 0.627) \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.627[s]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{D} = 2.5\eta \frac{T_2}{T_x}^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3.0 [s] \\ D = 1.63 \end{array} \right.$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 20487.482 = 1202.2KN$$

$$0.8V_x = 961.76KN$$

- Sens y-y :

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 12.6m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = \min\left(\left(0.05 \times 35.56^{3/4}\right); \left(0.09 \times \frac{35.56}{\sqrt{12.6}}\right)\right) \\ T_y = \min(0.728; 0.9) \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } T_y = 0.728[s]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_y}^{\frac{2}{3}} \quad \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.48 \end{array} \right.$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.2}{5} \times 20487.482 = 1091.57 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 873.26 \text{ KN}$$

✓ *Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique : LOGICIEL ETABS*

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
E	All	All	1895.71	2041.96	0

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 1895.71 \text{ KN} \\ V_y = 2041.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } V_{\text{dyn}} = 1895.71 > 0,8 V_x = 961.76 \text{ KN} \\ \text{Sens y-y : } V_{\text{dyn}} = 2041.96 > 0,8 V_y = 873.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens

Vérification de déplacement inter étage :

On note, pour chaque niveau k :

δ_k : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $\frac{H_{\text{étage}}}{100}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étage} (m)
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	
RDC	0.0011	0.0055	0.0055	0.0006	0.003	0.003	< 0.0442
1 ^{er} étage	0.0024	0.012	0.0065	0.0014	0.007	0.004	< 0.0306
2 ^{em} étage	0.0039	0.0195	0.0075	0.0026	0.013	0.006	< 0.0306
3 ^{em} étage	0.0056	0.028	0.0085	0.0039	0.0195	0.0065	< 0.0306
4 ^{em} étage	0.0073	0.0365	0.0085	0.0054	0.0270	0.0075	< 0.0306
5 ^{em} étage	0.0089	0.0445	0.0080	0.0069	0.0345	0.0075	< 0.0306
6 ^{em} étage	0.0104	0.052	0.0075	0.0085	0.0425	0.0080	< 0.0306
7 ^{em} étage	0.0118	0.059	0.007	0.0101	0.0505	0.0080	< 0.0306
8 ^{em} étage	0.013	0.065	0.006	0.0117	0.0585	0.0080	< 0.0306
9 ^{em} étage	0.0144	0.072	0.007	0.0132	0.066	0.0075	< 0.0306
10 ^{em} étage	0.0181	0.0905	0.0185	0.015	0.075	0.009	< 3.06

Déplacements inter étages dans les deux Sens

Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi^+} + \beta w_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	P _k (KN)	h _k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ _k (m)	V _x (KN)	θ	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ
RDC	34118.308	4.42	0.0055	1895.71	0.0223	0.0030	2041.96	0.0113
1 ^{er} étage	30551.4	3.06	0.0065	1850.9	0.0350	0.0040	1992.99	0.0200
2 ^{em} étage	26743.26	3.06	0.0075	1762.96	0.0371	0.0060	1903.1	0.0275
3 ^{em} étage	23262.196	3.06	0.0085	1651.57	0.0391	0.0065	1795.97	0.0275
4 ^{em} étage	19878.67	3.06	0.0085	1512.2	0.0365	0.0075	1663.27	0.0292
5 ^{em} étage	16495.146	3.06	0.008	1345.98	0.0320	0.0075	1495.85	0.0270
6 ^{em} étage	13111.61	3.06	0.0075	1153.24	0.0278	0.0080	1293.57	0.0264
7 ^{em} étage	9814.146	3.06	0.007	929.27	0.0241	0.0080	1057.37	0.0242
8 ^{em} étage	6516.682	3.06	0.006	666.4	0.0191	0.0080	777.840	0.0219
9 ^{em} étage	3219.216	3.06	0.007	356.41	0.0206	0.0075	431.320	0.0182
10 ^{em} étage	359.232	3.6	0.0185	55.340	0.0333	0.0090	78.8800	0.0113

Effets du second ordre dans les deux Sens :

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ l'effet du second ordre est négligé

II)Justification de l'interaction portiques-voiles :

- ❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

- Charges sismiques totale :

Sens xx : 1660.3357 KN

Sens yy : 2045.4329KN

- Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 209.3928 (12.61%)

Sens yy : 77.9328 (3.8%)

- Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx :1451.6713 (87.43%)

Sens yy :1968.1297 (96.20%)

- Charges verticales totales : 35979.48 KN
- Charges verticales reprise par les portiques : 18062.531 KN (50.20 %)
- Charges verticales reprise par les voiles : 17916.951 KN (49.80 %)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte**

Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

$$L_x = 26 \text{ m}$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LX	OBS
STORY1	D1	12.465	12.749	0.284	1.3	C V
STORY2	D2	12.751	12.748	0.003	1.3	C V
STORY3	D3	12.751	12.749	0.002	1.3	C V
STORY4	D4	12.751	12.749	0.002	1.3	C V
STORY5	D5	12.751	12.749	0.002	1.3	C V
STORY6	D6	12.751	12.749	0.002	1.3	C V
STORY7	D7	12.751	12.75	0.001	1.3	C V
STORY8	D8	12.751	12.75	0.001	1.3	C V
STORY9	D9	12.751	12.75	0.001	1.3	C V
STORY10	D10	12.751	12.75	0.001	1.3	C V
STORY11	D11	12.751	12.75	0.001	1.3	C V

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

$L_y = 12.6 \text{ m}$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LY	OBS
STORY1	D1	7.628	8.197	0.569	0.63	C V
STORY2	D2	8.033	8.097	0.064	0.63	C V
STORY3	D3	8.691	8.85	0.159	0.63	C V
STORY4	D4	8.692	8.294	0.398	0.63	C V
STORY5	D5	8.692	8.39	0.302	0.63	C V
STORY6	D6	8.693	8.47	0.223	0.63	C V
STORY7	D7	8.693	8.537	0.156	0.63	C V
STORY8	D8	8.693	8.593	0.1	0.63	C V
STORY9	D9	8.652	8.635	0.017	0.63	C V
STORY10	D10	8.099	8.653	0.554	0.63	C V
STORY11	D11	7.227	7.359	0.132	0.63	C V

❖ **Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Diagrammes des efforts internes :

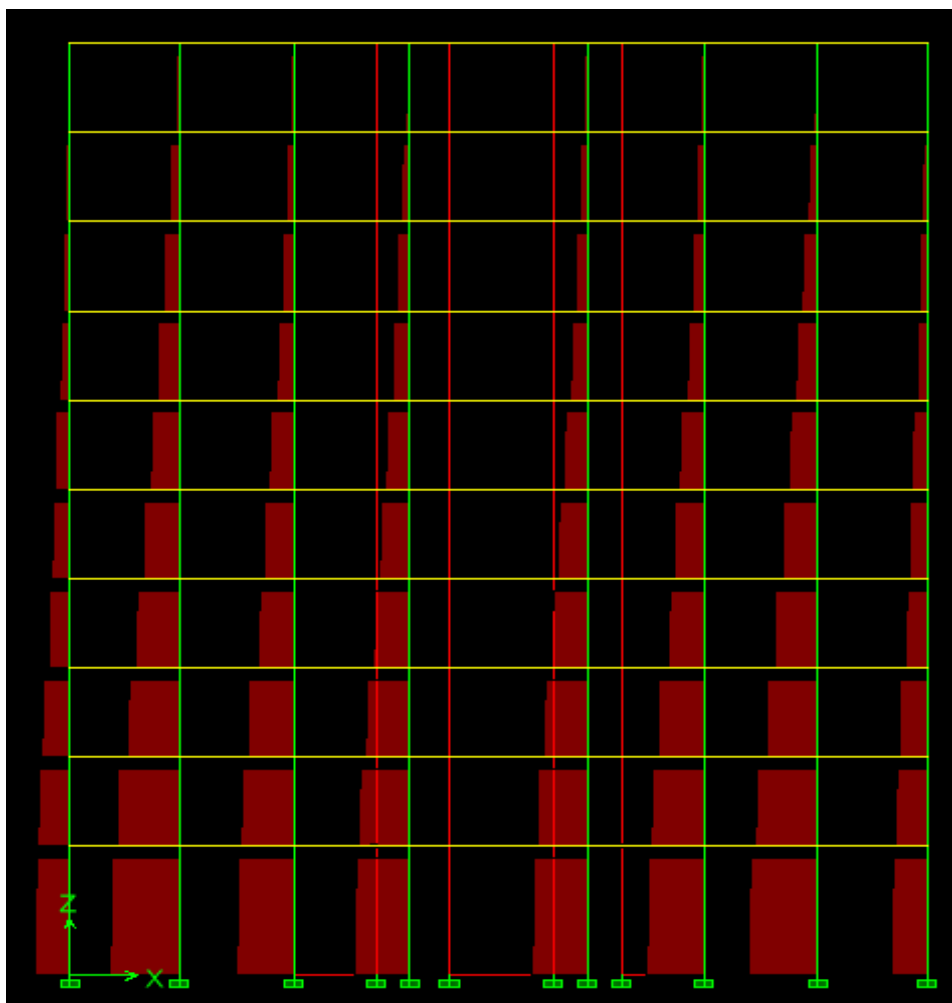


Diagramme des efforts normaux du portique 6 (sens longitudinal)

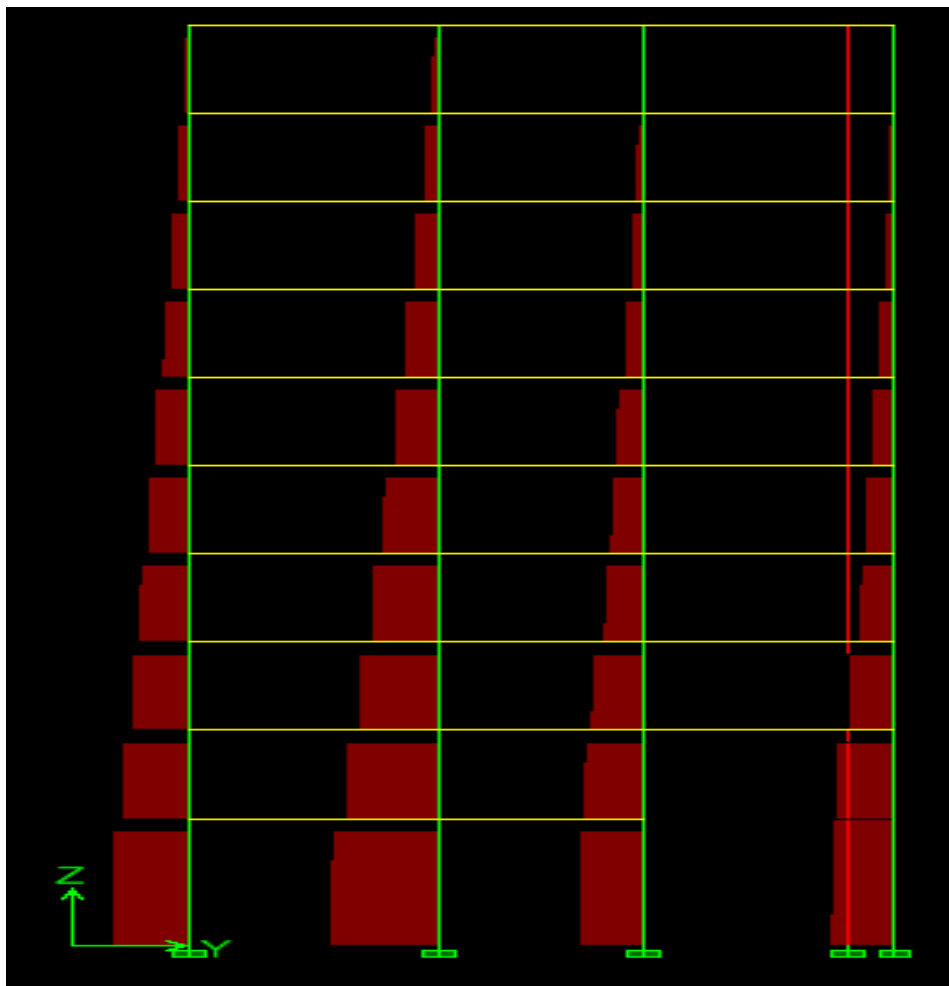


Diagramme des efforts normaux du portique C (sens transversal)

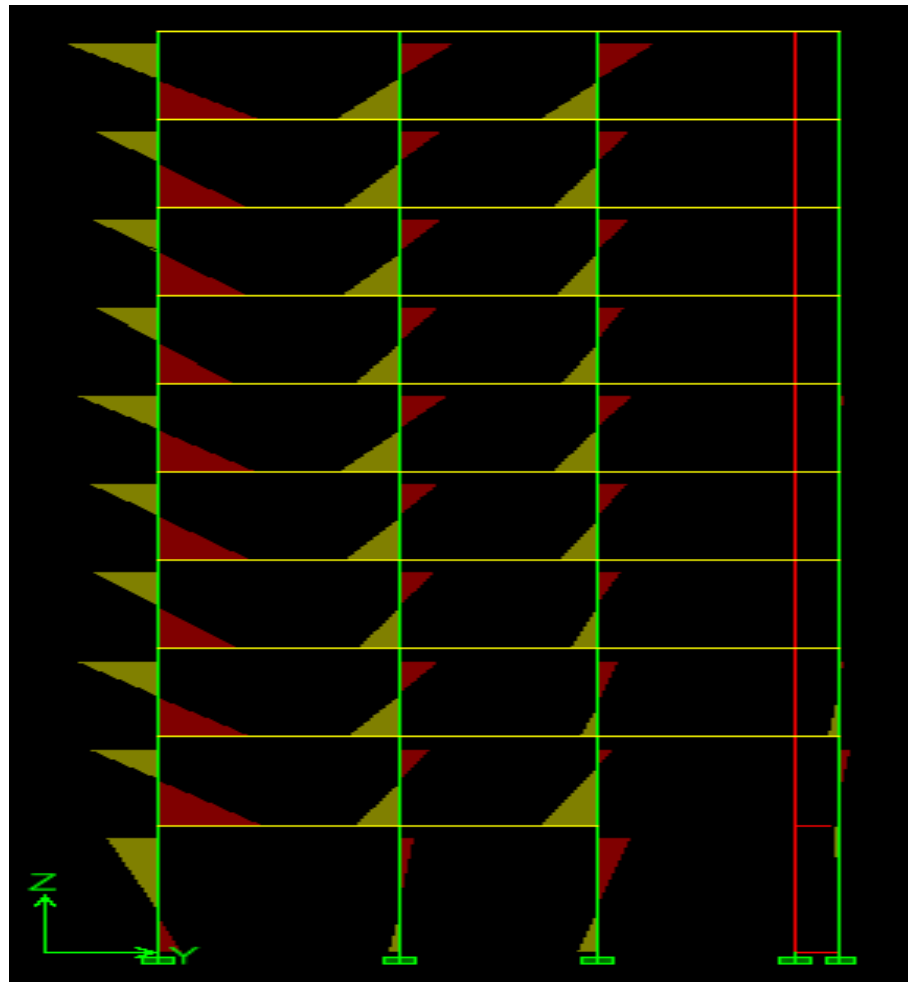


Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique C (sens transversal)

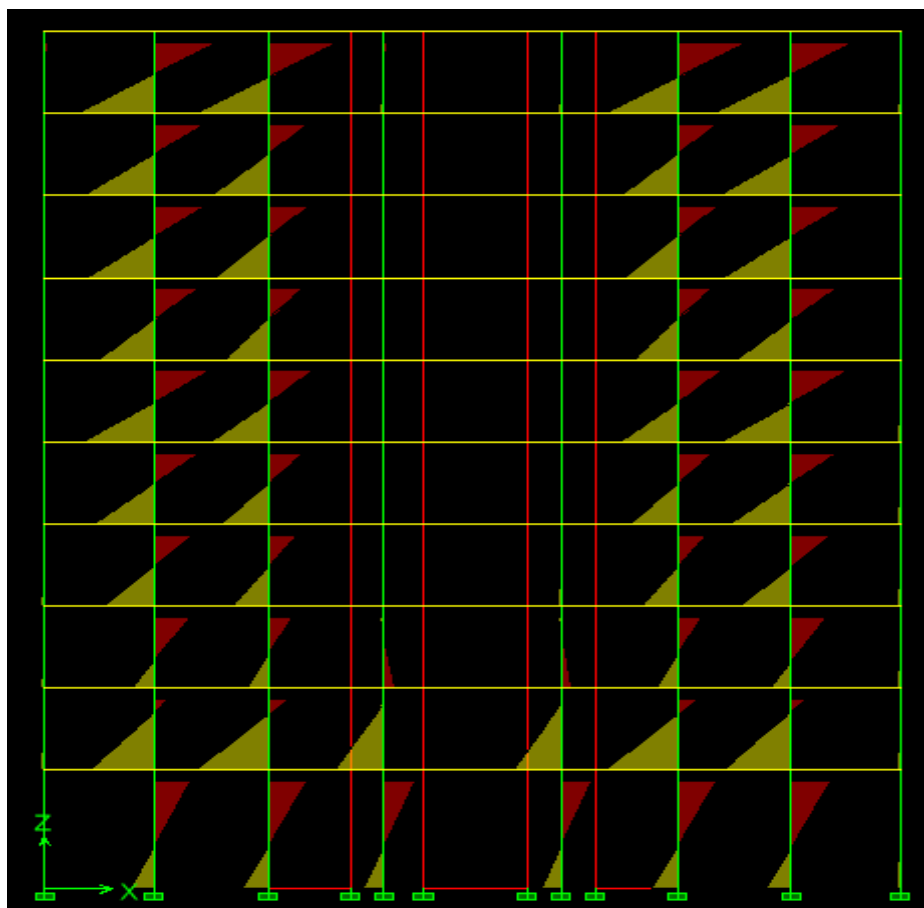


Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 6 (sens longitudinal)

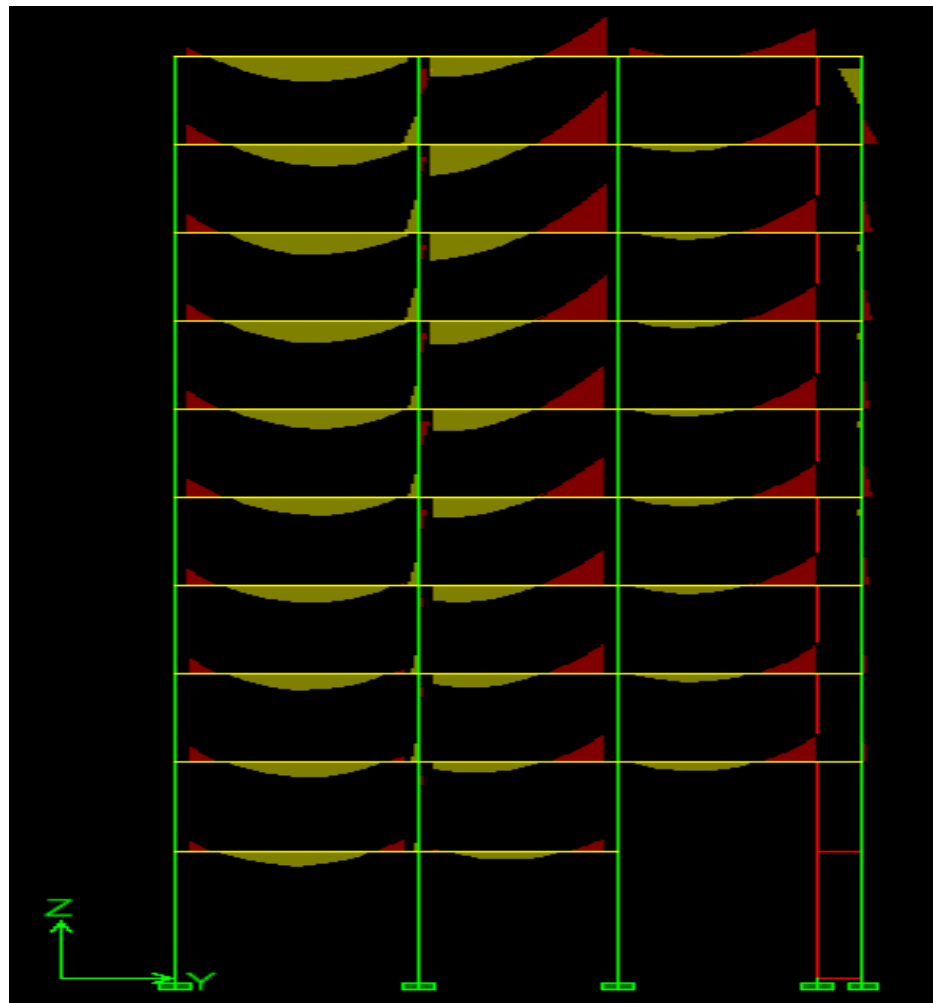


Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique C (sens transversal)

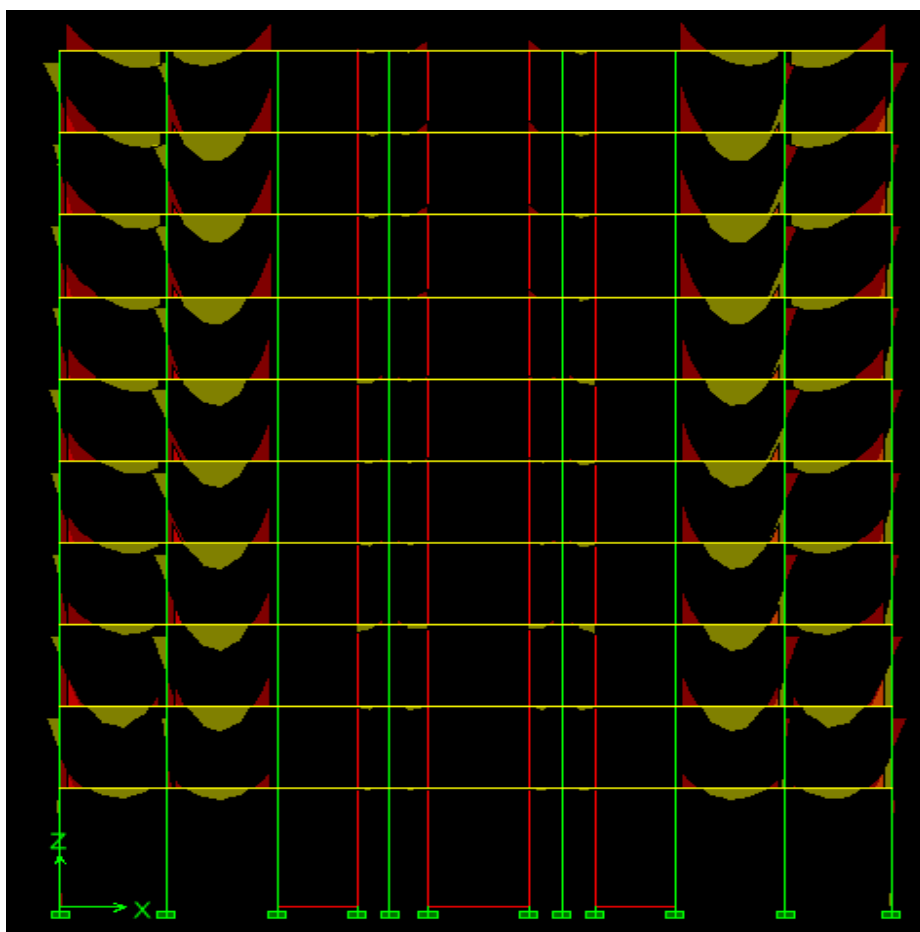


Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 6 (sens longitudinal)

Chapitre VI

Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

- ❖ Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**
E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle
 $G + Q + E$
 $0.8 G + E$

Le calcul se fera en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de **traction** et moment correspondant.

Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

Poteaux 45x45 : $A_{s \min} = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux D 60 : $A_{s \min} = 22.6 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement :

➤ Zone courante :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux D 60 : $A_{s \max} = 113.04 \text{ cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux D 60 : $A_{s \max} = 169.56 \text{ cm}^2$

➤ Conventions:**Efforts normaux :**

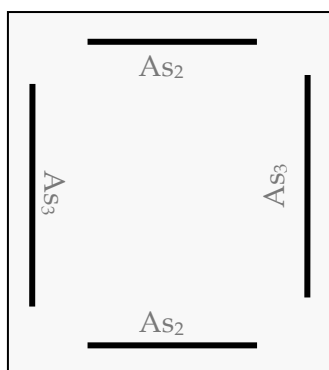
$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

Ferrailage :

A_{s2} : armatures dans le sens yy.

A_{s3} : armatures dans le sens xx.



➤ Ferraillage des poteaux (45x45):

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles
N _{Cmax} → M _{corres}	N _{Cmax} =1585.19 KN	
	M ₃ = 0.85KN.m	M ₂ = 4.834KN.m
	As ₃ = 0.00cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²
N _{Cmin} → M _{corres}	N _{Cmin} = -578.1 KN	
	M ₃ = 15.86KN.m	M ₂ = 0.13KN.m
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₂ = 0.00 cm ²
M _{3max} → N _{corres}	M _{3max} = 26.31 → N _{corres} = 860.92	M _{3max} = 111.36 → N _{corres} = 265.63
	As ₃ = 0.00 cm ²	As ₃ = 3.80cm ²
M _{2max} → N _{corres}	M _{2max} = 24.314 → N _{corres} = 772.34	M _{2max} = 50.27 → N _{corres} = 85.07
	As ₂ = 0.00 cm ²	As ₂ = 2.00cm ²

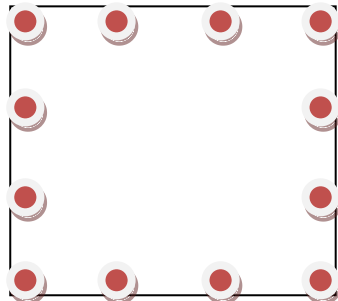
P (45x45) :

Sens xx: As_{3 max} = 7.53cm²

Sens yy : As_{2 max} = 7.49cm²

On opte pour le ferraillage suivant :

$$A_{s2} = 4 \text{ HA16} = 8.04\text{cm}^2$$



$$A_{s2} = 4 \text{ HA16} = 8.04\text{cm}^2$$

La section totale de **12 HA16 = 24.13cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 16.2\text{cm}^2$).

➤ Ferraillage des poteaux (40x40):

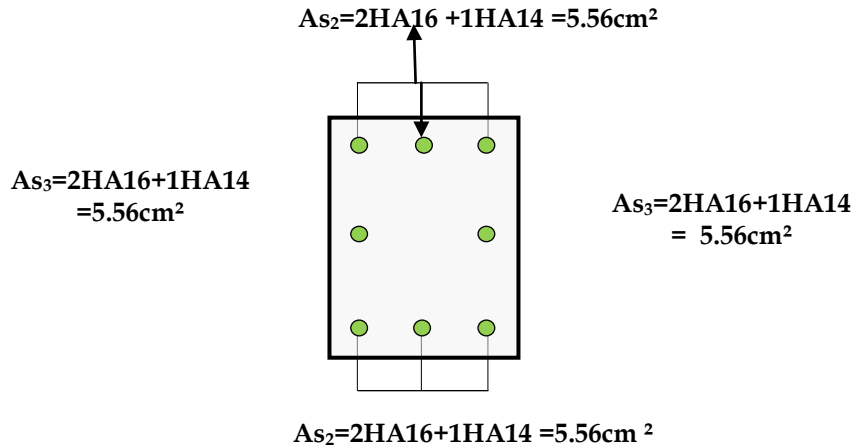
	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
$N_{C_{\max}} \rightarrow M_{\text{corres}}$	$N_{C_{\max}} = 939.94 \text{ KN}$		$N_{C_{\max}} = 771.81 \text{ KN}$	
	$M_3 = 3.435 \text{ KN.m}$	$M_2 = 13.72 \text{ KN.m}$	$M_3 = 29.39 \text{ KN.m}$	$M_2 = 16.371 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$
$N_{C_{\min}} \rightarrow M_{\text{corres}}$	$N_{C_{\min}} = 165.18 \text{ KN}$		$N_{C_{\min}} = -149.98 \text{ KN}$	
	$M_3 = 16.12 \text{ KN.m}$	$M_2 = 0.346 \text{ KN.m}$	$M_3 = 5.785 \text{ KN.m}$	$M_2 = 0.575 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 2.33 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 1.92 \text{ cm}^2$
$M_{3\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$	$M_{3\max} = 22.822 \rightarrow N_{\text{corres}} = 403.57$		$M_{3\max} = 88.579 \rightarrow N_{\text{corres}} = 270.72$	
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$		$A_{s3} = 3.15 \text{ cm}^2$	
$M_{2\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$	$M_{2\max} = 25.04 \rightarrow N_{\text{corres}} = 448.12$		$M_{2\max} = 60.767 \rightarrow N_{\text{corres}} = 251.19$	
	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$		$A_{s2} = 1.16 \text{ cm}^2$	

P (40x40) :

Sens xx: $As_3_{max}=3.15cm^2$

Sens yy : $As_2_{max}= 1.92cm^2$

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $4HA16+4HA14 = 14.20cm^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($As_{min}= 12.8 cm^2$)

➤ Ferraillage des poteaux (35x35):

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles							
$N_{C_{max}} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C_{max}}=495.29 \text{ KN}$	$N_{C_{max}}=407.32 \text{ KN}$							
	<table border="1"> <tr> <td>$M_3=4.851\text{KN.m}$</td> <td>$M_2=14.399\text{KN.m}$</td> </tr> <tr> <td>$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$</td> <td>$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$</td> </tr> </table>	$M_3=4.851\text{KN.m}$	$M_2=14.399\text{KN.m}$	$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$	<table border="1"> <tr> <td>$M_3= 21.74\text{KN.m}$</td> <td>$M_2=12.08\text{KN.m}$</td> </tr> <tr> <td>$As_3= 0.00 \text{ cm}^2$</td> <td>$As_2=0.00\text{cm}^2$</td> </tr> </table>	$M_3= 21.74\text{KN.m}$	$M_2=12.08\text{KN.m}$	$As_3= 0.00 \text{ cm}^2$
$M_3=4.851\text{KN.m}$	$M_2=14.399\text{KN.m}$								
$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$								
$M_3= 21.74\text{KN.m}$	$M_2=12.08\text{KN.m}$								
$As_3= 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2=0.00\text{cm}^2$								
$N_{C_{min}} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C_{min}}=21.61 \text{ KN}$	$N_{C_{min}}= -26.03 \text{ KN}$							
	<table border="1"> <tr> <td>$M_3=14.26\text{KN.m}$</td> <td>$M_2=0.506\text{KN.m}$</td> </tr> <tr> <td>$As_3 = 1.00 \text{ cm}^2$</td> <td>$As_2 = 0.00\text{cm}^2$</td> </tr> </table>	$M_3=14.26\text{KN.m}$	$M_2=0.506\text{KN.m}$	$As_3 = 1.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00\text{cm}^2$	<table border="1"> <tr> <td>$M_3= 17.40\text{KN.m}$</td> <td>$M_2=0.666\text{KN.m}$</td> </tr> <tr> <td>$As_3= 1.78\text{cm}^2$</td> <td>$As_2=0.39\text{cm}^2$</td> </tr> </table>	$M_3= 17.40\text{KN.m}$	$M_2=0.666\text{KN.m}$	$As_3= 1.78\text{cm}^2$
$M_3=14.26\text{KN.m}$	$M_2=0.506\text{KN.m}$								
$As_3 = 1.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00\text{cm}^2$								
$M_3= 17.40\text{KN.m}$	$M_2=0.666\text{KN.m}$								
$As_3= 1.78\text{cm}^2$	$As_2=0.39\text{cm}^2$								
$M_{3max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{3max}=25.457 N_{corres} \rightarrow 72.43$	$M_{3max}=51.06 N_{corres} \rightarrow 152.42$							
	$As_3 = 1.32 \text{ cm}^2$	$As_3 = 2.36 \text{ cm}^2$							
$M_{2max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{2max}=27.654 N_{corres} \rightarrow 68.65$	$M_{2max}=49.51 N_{corres} \rightarrow 27.55$							
	$As_2 = 1.60 \text{ cm}^2$	$As_2 = 3.91\text{cm}^2$							

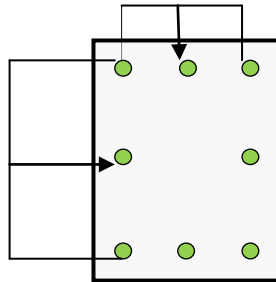
Sens xx: $A_{S3\ max} = 2.36\text{cm}^2$

Sens yy : $A_{S2\ max} = 3.91\text{ cm}^2$

On opte pour le ferraillage suivant $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68\text{ cm}^2$

Est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min} = 9.8\text{cm}^2$)

$2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4.21\text{cm}^2$



$2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4.21\text{cm}^2$

➤ Ferraillage des poteaux (D 60):

	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
$N_{C\ max} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C\ max} = 1011.28\text{ KN}$		$N_{C\ max} = 950.84\text{ KN}$	
	$M_3 = 1.397\text{KN.m}$	$M_2 = 0.476\text{KN.m}$	$M_3 = 26.35\text{KN.m}$	$M_2 = 13.44\text{KN.m}$
	$A_{S3} = 0.00\text{ cm}^2$	$A_{S2} = 0.00\text{ cm}^2$	$A_{S3} = 0.00\text{ cm}^2$	$A_{S2} = 0.00\text{cm}^2$
$N_{C\ min} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C\ min} = 34.22\text{ KN}$		$N_{C\ min} = -97.98\text{ KN}$	
	$M_3 = 21.1\text{KN.m}$	$M_2 = 4.669\text{KN.m}$	$M_3 = 11.59\text{KN.m}$	$M_2 = 19.04\text{KN.m}$
	$A_{S3} = 1.25\text{ cm}^2$	$A_{S2} = 0.00\text{ cm}^2$	$A_{S3} = 3.54\text{cm}^2$	$A_{S2} = 4.25\text{cm}^2$
$M_{3\ max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{3\ max} = 21.292 \rightarrow N_{corres} = 34.4$		$M_{3\ max} = 37.967 \rightarrow N_{corres} = -6.2$	
	$A_{S3} = 1.27\text{ cm}^2$		$A_{S3} = 3.78\text{ cm}^2$	
$M_{2\ max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{2\ max} = 2.657 \rightarrow N_{corres} = 80.47$		$M_{2\ max} = 19.767 \rightarrow N_{corres} = -81.4$	
	$A_{S2} = 0.00\text{cm}^2$		$A_{S2} = 3.90\text{ cm}^2$	

Sens xx: $A_{S3\ max} = 3.78\text{cm}^2$

Sens yy : $A_{S2\ max} = 4.25\text{ cm}^2$

On opte pour le ferraillage suivant : $12\text{HA}16 = 24.13\text{cm}^2$

❖ Vérification à L'ELS:

➤ Etat limite de compression du béton :

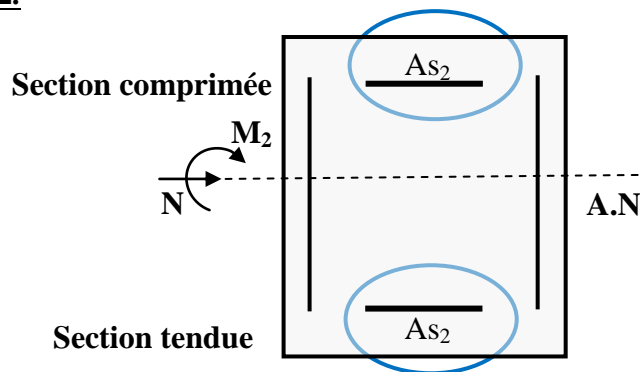
Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2.

➤ Sens 2-2:



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

- Poteaux (45x45):
- Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	1151.01	0.61	8.04+8.04	5.1	76.6	5	75.8
N _{min} M ₃ → N _{corres}	238.22	11.523	8.04+8.04	1.7	23.3	0.4	8.2
M _{3max} → N _{corres}	629.13	18.748	8.04+8.04	3.8	53.9	1.8	29.4

- Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	1151.01	3.434	8.04+8.04	5.3	78.4	4.9	73.9
N _{min} M ₂ → N _{corres}	238.22	-0.094	8.04+8.04	1	15.7	1.1	15.8
M _{2max} → N _{corres}	312.23	17.67	8.04+8.04	2.3	32.2	0.4	9.1

- Poteaux (40x40):
- Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	685.76	2.489	5.56+5.56	4.1	60.6	3.7	55.9
N _{min} M ₃ → N _{corres}	121.23	11.703	5.56+5.56	1.6	21.6	0	-1.6
M _{3max} → N _{corres}	294.88	16.569	5.56+5.56	3	40.6	0.4	9.5

- Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	685.76	9.948	5.56+5.56	4.7	67.5	3.1	48.9
N _{min} M ₂ → N _{corres}	121.23	-0.251	5.56+5.56	0.7	10.1	0.7	10.5
M _{2max} → N _{corres}	327.33	18.188	5.56+5.56	3.3	44.8	0.4	10.7

- Poteaux (35x35):
- Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	361.52	3.304	4.62+4.62	3	44.2	2.3	35.3
N _{min} M ₃ → N _{corres}	15.78	-10.4	4.62+4.62	0	-64.4	2.1	18.9
M _{3max} → N _{corres}	53.26	18.502	4.62+4.62	3.7	37.2	0	-90.4

➤ Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	361.52	10.458	4.62+4.62	3.9	53.8	1.4	25.6
N _{min} M ₂ → N _{corres}	15.78	-0.369	4.62+4.62	0.1	1.2	0.2	2.2
M _{2max} → N _{corres}	50.29	20.149	4.62+4.62	4.1	39.5	0	-107.5

➤ Poteaux D60:

➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	739.26	1.017	24.13	2.37	25.47	2.29	34.48
N _{min} M ₃ → N _{corres}	25.01	-15.382	24.13		-28.65	1.21	12.97
M _{3max} → N _{corres}	25.14	15.519	24.13	1.22	13.08		-28.94

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	739.26	0.341	24.13	2.35	35.14	2.32	34.81
N _{min} M ₂ → N _{corres}	25.01	-3.405	24.13		-0.85	0.23	3
M _{2max} → N _{corres}	58.99	1.929	24.13	0.26	3.74	0.11	1.85

Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions.

Conclusion :

Les contraintes dans l'acier et dans le béton non pas atteint les contraintes ✓
Admissibles.

❖ Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0.075.

τ_{bu} = 1.875 Mpa.

➤ Poteaux 1 :

Sens 3-3 :

$$\tau_u = \frac{2.29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.012 MPa \dots \dots \dots \checkmark$$

Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{3.88 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.02 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 2 :****Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{25.21 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.17 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{11.04 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.074 \text{ MPa} \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 3 :****Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{19.9 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.177 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{24.56 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.219 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 4 :****Sens 3-3**

$$\tau_u = \frac{7.24 \times 10^3}{600 \times 540} = 0.022 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{3.4 \times 10^3}{600 \times 540} = 0.01 \text{ MPa} \quad \dots\dots \checkmark$$

❖ **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

❖ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

➤ Poteaux (45x45):➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₃ corres	1151.01	0.61	0.05	5.63	24.13
N _{min} → M ₃ corres	238.22	11.523	4.83	11.084	24.13
M ₃ max → N _{corres}	629.13	18.748	2.98	7.68	24.13

➤ Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂ corres	1151.01	3.434	0.3	5.74	24.13
N _{min} → M ₂ corres	238.22	0.094	0.04	5.62	24.13
M ₂ max → N _{corres}	312.23	17.67	5.65	14.48	24.13

➤ Poteaux (40x40):➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₃ corres	685.76	2.489	0.36	4.54	14.19
N _{min} → M ₃ corres	121.23	11.703	9.65	4.57(-)	14.19
M ₃ max → N _{corres}	294.88	16.569	5.62	13.44	14.19

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂ corres	685.76	9.948	1.45	5.10	14.19
N _{min} → M ₂ corres	121.23	0.251	0.2	4.48	14.19
M ₂ max → N _{corres}	327.33	18.188	5.56	13.76	14.19

➤ Poteaux (35x35):➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₃ corres	361.52	3.304	0.9	3.67	12.31
N _{min} → M ₃ corres	15.78	10.4	65.9	1.15	12.31
M ₃ max → N _{corres}	53.26	18.502	34.74	0.94	12.31

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂ corres	361.52	10.458	2.9	5.21	12.31
N _{min} → M ₂ corres	15.78	0.369	2.33	4.59	12.31
M _{2max} → N _{corres}	50.29	20.149	40.05	1.00	21.31

➤ Poteaux D 60:➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₃ corres	739.26	1.017	0.13	9.69	24.13
N _{min} → M ₃ corres	25.01	15.382	61.5	2.8	24.13
M _{3max} → N _{corres}	25.14	15.519	61.73	2.8	24.13

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂ corres	739.26	0.341	0.046	9.64	24.13
N _{min} → M ₂ corres	25.01	3.405	13.61	11.83(-)	24.13
M _{2max} → N _{corres}	58.99	1.929	3.27	12.39	24.13

❖ Calcul des armatures transversales :❖ Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8 = 2.01cm²**

❖ Espacement armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 4.42 = 3.125$$

L'élançement géométrique λ est égal à $3.125/0.45 = \underline{6.94}$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égale 2.50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 74.73 \text{ Kn}$.

❖ Application numérique :

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{2.01 \times 45 \times 400}{2.5 \times 74.73 \times 10} = 19.36 \text{ cm}$$

❖ Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (16 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte $s_t = 10 \text{ cm}$.

• En zone courante :

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 24 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

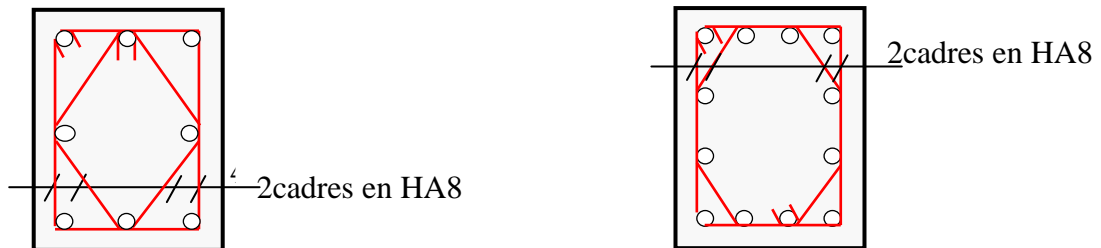
- **Poteaux 1 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 > A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 2 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 3 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 4 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 > A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

- **Poteaux 1 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$
- **Poteaux 2 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$
- **Poteaux 3 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$
- **Poteaux 4 :**
 $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres Poteaux avec 12 barres



Les crochets ont une longueur de 8cm.

Chapitre VII

Ferrailage des poutres

VII.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

VII.2. Recommandations du RPA :❖ **Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP: $A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$.

❖ **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales PP:

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS:

- Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

VII.3. Etapes de calcul de ferrailage :1) **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

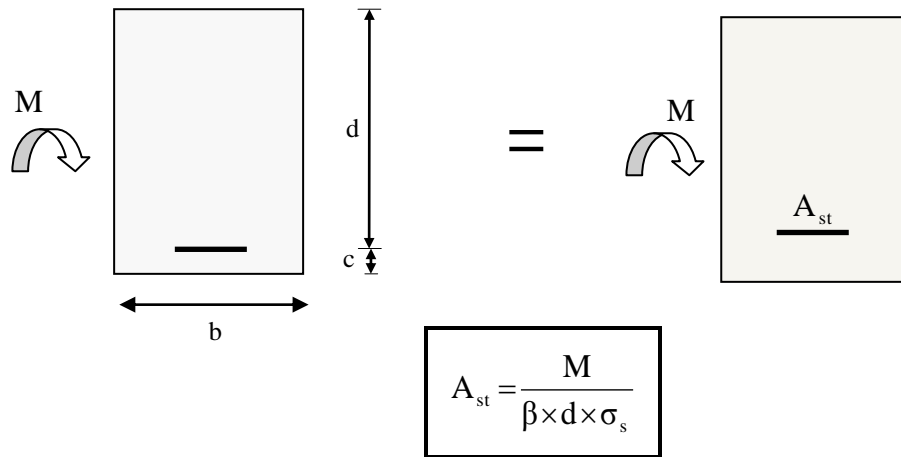
2) **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

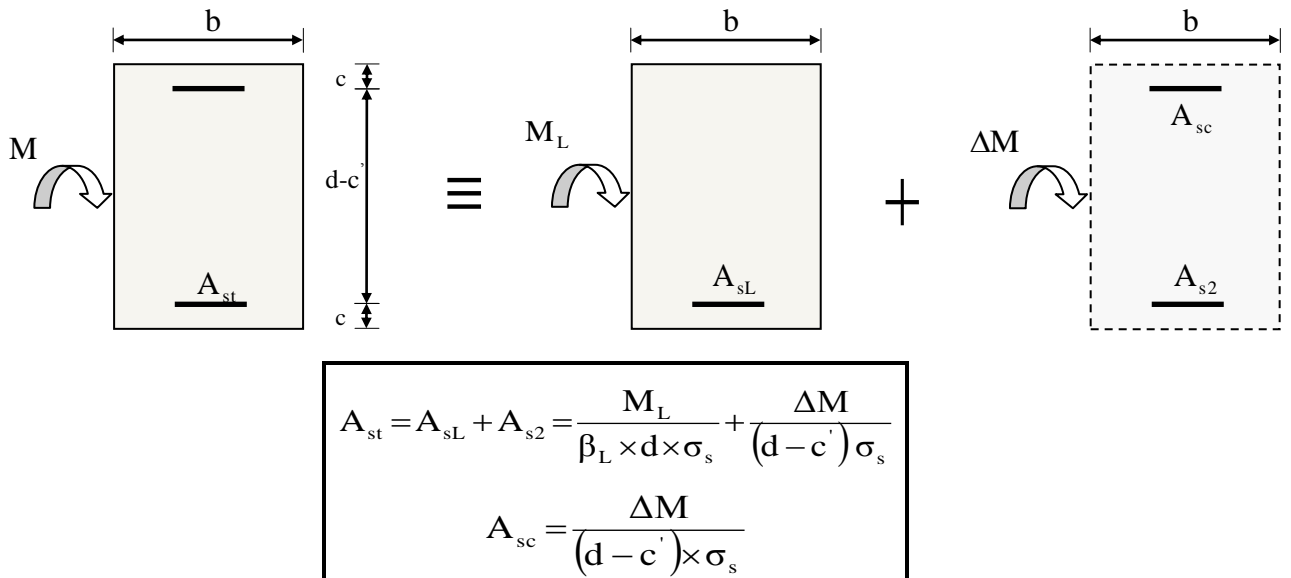
➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



➤ **Ferraillage des poutres :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Ferrailage des poutres principales à L'ELU :➤ *En travée*

niv	M_t^{\max} (K N.M)	μ	β	OBS	A_S CM ²	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailage
1	33.685	0.057	0.9700	SSA	2.78	6,00	8,01	3HA14+3HA12
2	30.171	0.051	0.9740	SSA	2.48		8,01	3HA14+3HA12
3	30.246	0.051	0.9740	SSA	2.49		8,01	3HA14+3HA12
4	30.688	0.052	0.9730	SSA	2.53		8,01	3HA14+3HA12
5	30.632	0.052	0.9730	SSA	2.52		8,01	3HA14+3HA12
6	31.023	0.053	0.9725	SSA	2.55		8,01	3HA14+3HA12
7	31.521	0.054	0.9720	SSA	2.60		8,01	3HA14+3HA12
8	31.47	0.053	0.9725	SSA	2.59		8,01	3HA14+3HA12
9	31.487	0.054	0.9720	SSA	2.59		8,01	3HA14+3HA12
10	28.762	0.049	0.9745	SSA	2.36		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.1. Ferrailage des poutres principales en travée.➤ *Aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	A_{SCm}^2	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	54.474	0.093	0.9515	SSA	4.6	6,00	8,01	3HA14+3HA12
2	39.555	0.067	0.9655	SSA	3.29		8,01	3HA14+3HA12
3	43.523	0.074	0.9620	SSA	3.63		8,01	3HA14+3HA12
4	44.711	0.076	0.9600	SSA	3.73		8,01	3HA14+3HA12
5	44.805	0.076	0.9600	SSA	3.74		8,01	3HA14+3HA12
6	44.351	0.076	0.9600	SSA	3.70		8,01	3HA14+3HA12
7	45.315	0.077	0.9595	SSA	3.79		8,01	3HA14+3HA12
8	45.335	0.077	0.9595	SSA	3.79		8,01	3HA14+3HA12
9	45.304	0.077	0.9595	SSA	3.79		8,01	3HA14+3HA12
10	38.561	0.066	0.9660	SSA	3.20		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres principales en appuis

Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :➤ *en travée :*

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	B	OBS	A_s CM ²	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	28.041	0.048	0.9750	SSA	2.30	6.00	4.62	3HA14
2	16.936	0.029	0.9845	SSA	1.34		4.62	3HA14
3	19.087	0.033	0.9835	SSA	1.51		4.62	3HA14
4	22.842	0.039	0.9805	SSA	1.81		4.62	3HA14
5	26.89	0.046	0.9760	SSA	2.13		4.62	3HA14
6	28.54	0.048	0.9750	SSA	2.27		4.62	3HA14
7	30.586	0.052	0.9730	SSA	2.44		4.62	3HA14
8	33.778	0.058	0.9700	SSA	2.7		4.62	3HA14
9	32.803	0.056	0.971	SSA	2.62		4.62	3HA14
10	12.59	0.0021	0.9895	SSA	0.99		4.62	3HA14

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

➤ *aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN .M)	μ	β	OBS	A_s	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	15.102	0.025	0.9875	SSA	1.22	6.00	6,88	3HA14+2HA12
2	29.372	0.050	0.9740	SSA	2.41		6,88	3HA14+2HA12
3	29.826	0.051	0.9735	SSA	2.45		6,88	3HA14+2HA12
4	35.016	0.060	0.9690	SSA	2.89		6,88	3HA14+2HA12
5	39.762	0.068	0.9650	SSA	3.30		6,88	3HA14+2HA12
6	42.636	0.073	0.9635	SSA	3.55		6,88	3HA14+2HA12
7	45.348	0.077	0.9595	SSA	3.79		6,88	3HA14+2HA12
8	49.571	0.084	0.9560	SSA	4.16		6,88	3HA14+2HA12
9	48.667	0.083	0.9565	SSA	4.08		6,88	3HA14+2HA12
10	35.67	0.061	0.9685	SSA	2.95		6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La section minimale adoptée est égale à $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

2) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires :❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La section minimale adoptée est égale à $3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$, elle est supérieure aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL

❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentelles : (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{117,68 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,06 \text{ MPa}$$

➤ Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{37.21 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.335 \text{ MPa}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \checkmark$

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0,335 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \checkmark$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales :

$$T_u = 117.68 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN} \dots \checkmark$$

Poutres secondaires :

$$T_u = 111.61 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN} \dots \checkmark$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ Appuis de rive :(Art 5.1.31 / BAEL91)

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

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{117.68 \cdot 10^3}{348.100} = 3.38 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = \underline{8.01 \text{ cm}^2} \dots \checkmark$$

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{111.61 \cdot 10^3}{348.100} = 3.2 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} =$$

$$3HA14+2HA12 = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \checkmark$$

➤ **Appuis intermédiaire :** (Art 5.1, 32 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0.9 \times d}$, on doit

prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}}$$

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(117.68 - \frac{54.47}{0.9 \times 0.37} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.15 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{8.01 \text{ cm}^2} \checkmark$$

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(117.68 - \frac{54.47}{0.9 \times 0.37} \right) = -45.89$$

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(111.61 - \frac{74.524}{0.9 \times 0.37} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.37 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \checkmark$$

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(111.61 - \frac{74.524}{0.9 \times 0.37} \right) = -112.185$$

D'où les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de l'entraînement des barres :** (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales : 3HA14+3HA12 → $U_i = 24.49 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{117.68 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 24.49} = 1.44 \text{ Mpa} \dots \dots \checkmark$$

Poutres secondaires : 3HA14+2HA12 → $U_i = 20.72\text{cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{111.61 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 207.2} = 1.62 \text{ Mpa} \dots\dots \checkmark$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.4\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(33.3 ; 40\text{cm}) = \underline{33.3 \text{ cm}}$$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures

Transversales doit satisfaire la condition suivante (Art. A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.06 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 30} = 48.776 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):

➤ Poutres principales :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (33.3 \text{ cm}; 48.776 \text{ cm}; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$.

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{10 \text{ cm}}$.

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (33.3 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

➤ Poutres secondaires :

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

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

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (33.3 \text{ cm}; 48.776 \text{ cm}; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$.

On opte pour $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$.

❖ Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : —

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ avec $K = 1/k1$

$\sigma_s = M_s / B1 \times A_u \times d$

Tableau VII.5 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niveau	M _{SMAX} (kN,m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
9	21.008	8,01	0.721	0.877	25.65	80.82	3.15	15	vérifiée
8	22.899	8,01	0.721	0.877	25.65	88.10	3.43	15	vérifiée
7	22.888	8,01	0.721	0.877	25.65	88.05	3.43	15	vérifiée
6	22.925	8,01	0.721	0.877	25.65	88.20	3.44	15	vérifiée
5	22.563	8,01	0.721	0.877	25.65	86.80	3.38	15	vérifiée
4	22.279	8,01	0.721	0.877	25.65	85.71	3.34	15	vérifiée
3	22.32	8,01	0.721	0.877	25.65	85.87	3.35	15	vérifiée
2	21.999	8,01	0.721	0.877	25.65	84.63	3.30	15	vérifiée
1	21.939	8,01	0.721	0.877	25.65	84.40	3.29	15	vérifiée
RDC	23.922	8,01	0.721	0.877	25.65	92.03	3.58	15	vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales

Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales									
Niveau	M _{SMAX} (kN,m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
9	28.161	8,01	0.721	0.877	25.65	108.34	4.22	15	vérifiée
8	32.945	8,01	0.721	0.877	25.65	126.75	4.94	15	vérifiée
7	32.966	8,01	0.721	0.877	25.65	126.83	4.94	15	vérifiée
6	32.952	8,01	0.721	0.877	25.65	126.77	4.94	15	vérifiée
5	32.251	8,01	0.721	0.877	25.65	124.08	4.83	15	vérifiée
4	32.582	8,01	0.721	0.877	25.65	125.35	4.88	15	vérifiée
3	32.514	8,01	0.721	0.877	25.65	125.09	4.87	15	vérifiée
2	31.652	8,01	0.721	0.877	25.65	121.77	4.74	15	vérifiée
1	28.76	8,01	0.721	0.877	25.65	110.65	4.31	15	vérifiée
RDC	19.954	8,01	0.721	0.877	25.65	76.77	2.99	15	vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires

Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9	25.984	6,88	0.619	0.884	28.10	115.46	4.10	15	vérifiée
8	35.454	6,88	0.619	0.884	28.10	157.55	5.51	15	vérifiée
7	36.105	6,88	0.619	0.884	28.10	160.44	5.61	15	vérifiée
6	33.027	6,88	0.619	0.884	28.10	146.76	5.13	15	vérifiée
5	31.046	6,88	0.619	0.884	28.10	137.96	4.82	15	vérifiée
4	28.951	6,88	0.619	0.884	28.10	128.65	4.50	15	vérifiée
3	25.497	6,88	0.619	0.884	28.10	113.30	3.96	15	vérifiée
2	21.719	6,88	0.619	0.884	28.10	96.51	3.37	15	vérifiée
1	21.361	6,88	0.619	0.884	28.10	94.92	3.32	15	vérifiée
RDC	10.789	6,88	0.619	0.884	28.10	47.94	1.67	15	vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
9	50.327	4.62	0.416	0.901	35.50	326.76	9.20	15	vérifiée
8	54.237	4.62	0.416	0.901	35.50	352.14	9.91	15	vérifiée
7	51.882	4.62	0.416	0.901	35.50	336.85	9.48	15	vérifiée
6	48.221	4.62	0.416	0.901	35.50	313.08	8.81	15	vérifiée
5	42.831	4.62	0.416	0.901	35.50	278.09	7.83	15	vérifiée
4	41.087	4.62	0.416	0.901	35.50	266.76	7.51	15	vérifiée
3	36.206	4.62	0.416	0.901	35.50	235.05	6.62	15	vérifiée
2	28.607	4.62	0.416	0.901	35.50	185.74	5.23	15	vérifiée
1	27.543	4.62	0.416	0.901	35.50	178.83	5.03	15	vérifiée
RDC	20.105	4.62	0.416	0.901	35.50	130.54	3.68	15	vérifiée

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes..... ✓

❖ **ELS vis à vis des déformations**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{max} l^2 / 8$).

❖ **Vérification des conditions :**

1^{ère} condition 2^{ème} condition 3^{ème} condition

	h/l	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s f_e / b.d$	M_t	M_0	$M_t / 10 M_0$
PP	0.074 >	8.01	2.88 < 4.2... ✓	23.922	70.34	$h/l > 0.034...$ ✓
PS	0.093 >	4.62	1.66 < 4.2... ✓	54.237	8.86	$h/l < 0.612$

Conclusion :

Vu que la condition (3) dans les poutres secondaires n'est pas vérifiée, alors on doit passer par la vérification de la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

- *Sens secondaire* : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.0086m = 8.6mm$

$$f = \frac{M_s.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{i28}} = 3700\sqrt[3]{2.1} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

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

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0.d} : \text{Pourcentage d'armatures.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{i28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho},$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{i28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{i28}}, 0 \right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{d.A.\beta_1}$$

❖ *Poutres secondaire :*

M_s KN.m	L cm	E_v MPa	A_s Cm ²	ρ	λ_v	σ_s MPa	μ	I_0	I_{fv}	f mm	obs
54.237	430	10818.87	4.62	0.416	0.0201	352.14	0.99	162003.32	115946.17	7.99	vérifiée

Tableau VII.9: Vérification de la flèche dans les poutres secondaire.

3)

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

VIII.4. Ferrailage des voiles :

VIII.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

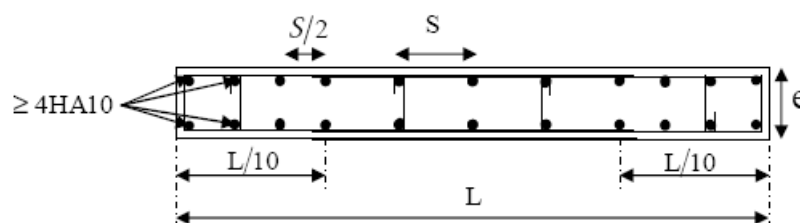
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



Disposition

des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

(Épaisseur = 20 cm)

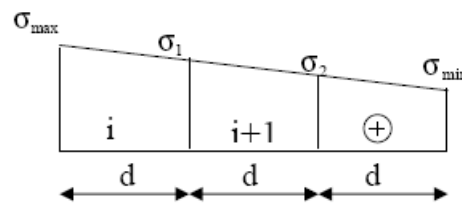
- **Zone I** : RDC ; 1^{er} ; 2^{ème} ;
- **Zone II** : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ;
- **Zone III** : 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} ; 9^{ème}

VI.4.2. Exposé de la méthode :

Ferraillage section entièrement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

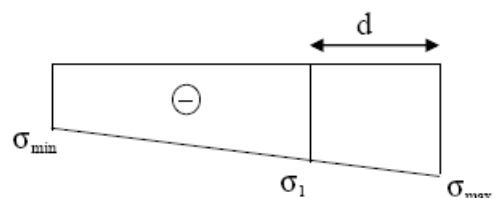
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

- **Ferraillage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad e : \text{ épaisseur du voile}$$

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

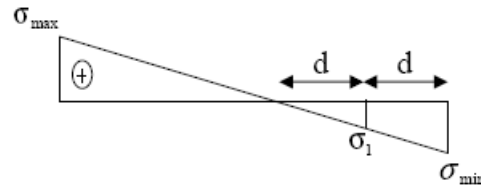
$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

❖ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Dispositions constructives :**

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : 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 15 cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 3.26\text{Mpa.}$$

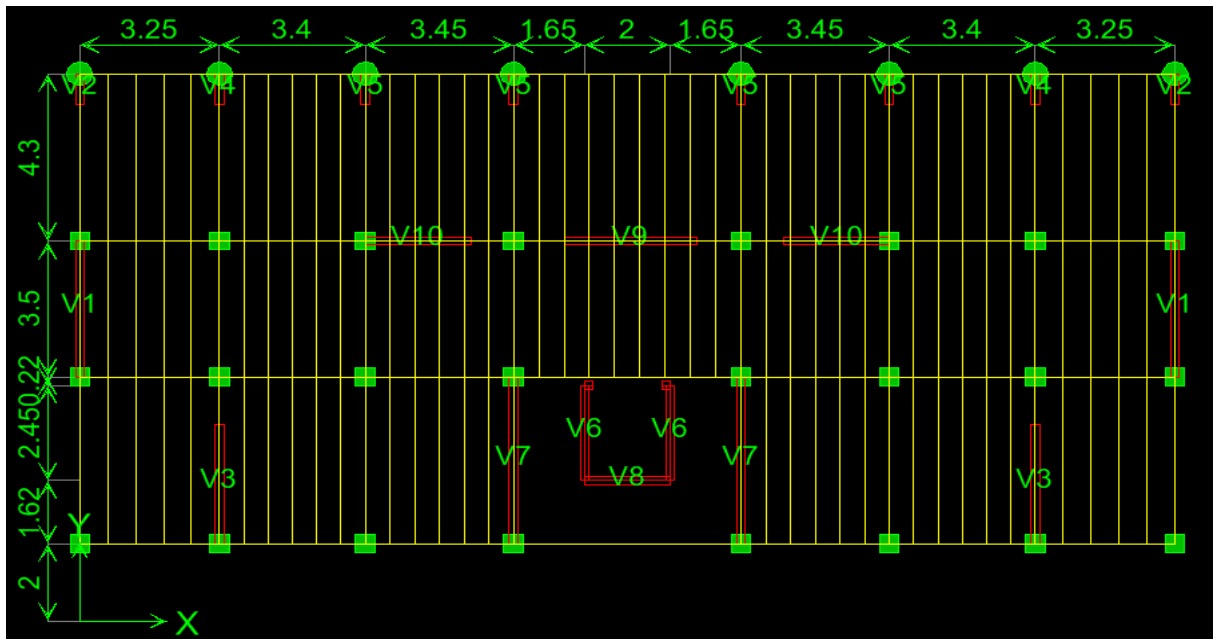
❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

VIII.4.2. Exemple de calcul :

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V7 ($L = 4.25$ m) du RDC :

Détermination des sollicitations :

Zone I :

1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,25 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}, I = 1,28 \text{ m}^4, B = L \cdot e = 0,85 \text{ m}^2$$

$$V = V' = L / 2 = 2,125 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 2303,62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6177,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$L_c = 3,09 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,16 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = 1,06 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{L_t}{2} = 0,58 \text{ m}$$

On prend $d=1,06m$

Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = 532,54 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 300,63 \text{KN}$$

Armature vertical :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 8,64 \text{cm}^2$$

Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 56,45 \text{KN}$$

Armature vertical :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 1,62 \text{cm}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003:

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.85 \times 1,16 = 19,72 \text{cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 4,93 \text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 4.42 = 13.26 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot d \cdot e \right\} = 10,6 \text{cm}^2$$

Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e ; 30) = 20 \text{ cm}.$
Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$
- En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$

Le ferrailage donné dans les tableaux ci-dessous est le ferrailage total du voile (pour les deux sens).

VIII.4.3 Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

Ferrailages des voiles : VT1						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	3,5	3,5	3,5	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,7	0,7	0,7	
	I	(m ⁴)	0,71	0,71	0,71	
	V=V'=h/2	(m)	1,75	1,75	1,75	
	omax	(kN/m ²)	3129.58	1917.11	3147.31	
	omin	(kN/m ²)	-6610.96	-3774.89	-3907.23	
	VU	(KN)	254.81	141.98	59.17	
	Lc	(m)	2,37	2,32	1,94	
	Lt	(m)	1,13	1,18	1,56	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,875	0,875	0,875	
	σ1	(kN/m ²)	1491,85	975,71	1615,67	
	N1	(kN)	404,37	253,21	416,76	
	N2	(kN)	130,54	85,37	150,12	
	Armatures	Av min/bande	(cm ²)	8,75	8,75	8,75
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	11,61	7,27	11,97	
	Av2	(cm ²)	3,75	2,45	4,41	
Armatures de	Avj/bande	(cm ²)	9,81	5,56	2,28	
Armatures verticales adoptée par nappe	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	7,03	4,32	6,42	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	3,11	1,91	2,49	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA14	6HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	12,06	9,24	9.24	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA14	6HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	12,06	9,24	9.24	
	Sv1	(cm)	15	15	15	
	Sv2	(cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	10,5	10,5	10,5	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	5HA12	5HA12	5HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	6,79	6.79	6.79	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	2,53	1,67	0,8	
	τu=2.5	MPa	0,31	0,2	0,09	
	obc=15	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VT3						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	3,25	3,25	3,25	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,65	0,65	0,65	
	I	(m ⁴)	0,57	0,57	0,57	
	V=V'=h/2	(m)	1,625	1,625	1,625	
	σ_{max}	(kN/m ²)	2157.02	1529.6	2110.43	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-6366.25	-4353.4	-3171.1	
	VU	(KN)	242.25	145.36	69.3	
	Lc	(m)	2,42	2,4	1,95	
	Lt	(m)	0,83	0,85	1,3	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,81	0,81	0,81	
	σ_1	(kN/m ²)	153,4	204,86	1195,26	
	N1	(kN)	187,14	140,5	267,76	
	N2	(kN)	12,42	16,59	96,82	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	8,10	8,10	8,10	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	5,38	4,04	7,59	
	Av2	(cm ²)	0,36	0,48	2,78	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	9,33	5,59	2,42	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	3,85	2,72	4,15	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	1,34	0,94	1,69	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9,24	9,24	9,24	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9,24	9,24	9,24	
	Sv1	(cm)	15	15	15	
	Sv2	(cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	9,75	9,75	9,75	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,52	4,52	4,52	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	3,45	2,31	3,65	
	$\tau_u=2.5$	MPa	1,36	1,2	2,09	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	5,39	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VT2 ; VT4, VT5						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	0,80	0,80	0,80	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,16	0,16	0,16	
	I	(m ⁴)	8,5 10 ⁻³	8,5 10 ⁻³	8,5 10 ⁻³	
	V=V'=h/2	(m)	0,4	0,4	0,4	
	omax	(kN/m)	4214.79	330.15	1959.17	
	omin	(kN/m)	-1764.78	-4362.1	-3638.59	
	VU	(KN)	149.75	146.71	93.7	
	Lc	(m)	0,24	0,74	0,5	
	Lt	(m)	0,56	0,06	0,3	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,2	0,2	0,2	
	σ1	(kN/m)	1134,5	10178,23	1212,86	
	N1	(kN)	106,98	210,17	63,44	
	N2	(kN)	22,69	203,56	24,26	
Armatures min	Av min/bande	(cm ²)	2	2	2	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	3,03	6,03	1,82	
	Av2	(cm ²)	0,65	5,85	0,7	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	5,76	5,65	3,6	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	2,24	3,27	1,36	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	1,05	3,13	0,8	
	Choix de section	(cm ²)	2HA16	2HA16	2HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	4.02	4.02	3,08	
	Choix de section	(cm ²)	2HA16	2HA16	2HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	4.02	4.02	3.08	
	Sv1	(cm)	10	10	10	
	Sv2	(cm)	10	10	10	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2,4	2,4	2,4	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	5HA10	5HA10	5HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,93	3,93	3,93	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	0,65	0,6	0,4	
	τu=2.5	MPa	0,1	0,06	0,08	
	obc=15	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VT6						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	2,45	2,45	2,45	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,49	0,49	0,49	
	I	(m ⁴)	0,25	0,25	0,25	
	V=V'=h/2	(m)	1,225	1,225	1,225	
	omax	(kN/m)	3333.88	710.58	543.25	
	omin	(kN/m)	-4942.31	-2001.55	-1024.58	
	VU	(KN)	186.86	79.19	39.31	
	Lc	(m)	1,45	1,8	1,6	
	Lt	(m)	1	0,65	0,85	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,61	0,61	0,61	
	σ1	(kN/m)	1927,5	123 ,17	289,13	
	N1	(kN)	320,9	50,86	50,77	
	N2	(kN)	117,58	7,51	17,63	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	6,10	6,10	6,10	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	9,22	1,46	1,46	
	Av2	(cm ²)	3,38	0,21	0,51	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	7,19	3,05	1,51	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	5,51	1,11	0,91	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	2,59	0,48	0,45	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA12	6HA12	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9,24	6,78	6,78	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA12	6HA12	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9,24	6,78	6,78	
	Sv1	(cm)	13	13	13	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	7,35	7,35	7,35	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	6HA12	6HA12	6HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	6,79	6,79	6,79	
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	0,6	0,25	0,12	
	τu=2.5	MPa	0,21	0,12	0,06	
	σbc=15	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VT7						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	4,25	4,25	4,25	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,85	0,85	0,85	
	I	(m ⁴)	1,28	1,28	1,28	
	V=V'=h/2	(m)	2,125	2,125	2,125	
	σ_{max}	(kN/m ²)	2303,61	421,33	594,67	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-6177,5	-3466,98	-529,87	
	VU	(KN)	254,81	146,71	93,7	
	Lc	(m)	3,09	3,78	2	
	Lt	(m)	1,16	0,47	2,25	
	nature de la section			SPC	SPC	SPT
	d	(m)	1,06	1,06	1,06	
	σ_1	(kN/m ²)	532,54	4352,17	280,24	
	N1	(kN)	300,63	505,99	92,74	
	N2	(kN)	56,45	461,33	29,7	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	10,6	10,6	10,6	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	8,64	14,54	2,66	
	Av2	(cm ²)	1,62	13,26	0,85	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	9,81	5,65	3,61	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	5,64	7,98	1,78	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	2,03	7,34	0,875	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA16	6HA16	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	12,06	12,06	12,06	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA16	6HA16	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	12,06	12,06	12,06	
	Sv1	(cm)	20	20	20	
	Sv2	(cm)	20	20	20	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	12,75	12,75	12,75	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	6HA12	6HA12	6HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	6,79	6,79	6,79	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	4,66	2,68	1,71	
	$\tau_u=2.5$	MPa	0,31	0,2	0,68	
	$\sigma_c=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VL8						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	2	2	2	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,4	0,4	0,4	
	I	(m ⁴)	0,13	0,13	0,13	
	V=V'=L/2	(m)	1	1	1	
	σ_{max}	(kN/m ²)	838,13	382,64	838,13	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-7075,79	-4010,15	-2909,94	
	VU	(KN)	303,59	157,67	98,98	
	Lc	(m)	1,79	1,82	1,55	
	Lt	(m)	0,21	0,18	0,40	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,5	0,5	0,5	
	σ_1	(kN/m ²)	9771,3	7129,16	727,48	
	N1	(kN)	530,47	375,59	78,28	
	N2	(kN)	488,56	356,46	36,37	
Armatures	Av min/bande	(cm ²)	5	5	5	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	15,24	10,79	2,25	
	Av2	(cm ²)	14,04	10,24	1,04	
Armatures de	Avj/bande	(cm ²)	11,69	6,07	3,80	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	9,08	6,15	1,6	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	8,48	5,88	0,995	
	Choix de section	(cm ²)	5HA16	5HA14	5HA12	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	10,05	7,70	5,65	
	Choix de section	(cm ²)	5HA16	5HA14	5HA12	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	10,05	7,70	5,65	
	3.33Sv1	(cm)	12	12	12	
Armatures horizontales	Sv2	(cm)	12	12	12	
	Ah	(cm ²)	6	6	6	
	Choix de section/nappe	(cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	
Armatures	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,71	4,71	4,71	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	1,18	1,49	1,18	
	$\tau_u=2.5$	MPa	0,84	0,44	0,27	
	$\sigma_b=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VL10						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	2,45	2,45	2,45	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,49	0,49	0,49	
	I	(m ⁴)	0,25	0,25	0,25	
	V=V'=h/2	(m)	1,225	1,225	1,225	
	σ_{max}	(kN/m ²)	7598.02	922.77	3822.3	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-2136.96	-5068.02	-4460.79	
	VU	(KN)	297.5	157.67	98.98	
	Lc	(m)	0,53	2,07	1,31	
	Lt	(m)	1,92	0,38	1,14	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,61	0,61	0,61	
	σ_1	(kN/m ²)	1458,03	3067,48	2073,87	
	N1	(kN)	552,42	243,4	359,67	
	N2	(kN)	88,93	187,11	126,51	
	Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	6,10	6,10	6,10
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	15,87	7	10,33	
	Av2	(cm ²)	2,56	5,37	3,64	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	11,45	6,07	3,81	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	10,87	4,26	5,65	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	2,71	3,44	2,3	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA12	6HA12	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	12,06	6,78	6,78	
	Choix de section	(cm ²)	6HA16	6HA12	6HA12	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	12,06	6,78	6,78	
	Sv1	(cm)	12	12	12	
Armatures horizontales	Sv2	(cm)	12	12	12	
	Ah	(cm ²)	7,35	7,35	7,35	
	Choix de section/nappe	(cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,71	4,71	4,71	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 / m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0,6	0,25	0,12	
	$\tau_u=2.5$	MPa	0,21	0,12	0,06	
	$\sigma_c=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	

Ferrailages des voiles : VL9						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	3,09	3,09	3,09	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,62	0,62	0,62	
	I	(m ⁴)	0,49	0,49	0,49	
	V=V'=h/2	(m)	1,545	1,545	1,545	
	σ_{max}	(kN/m ²)	743.53	721.58	569.59	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-762.05	-726.95	-566.02	
	VU	(KN)	303,59	131,53	87,14	
	Lc	(m)	1,56	1,55	1,54	
	Lt	(m)	1,53	1,54	1,55	
	nature de la section			SPT	SPC	SPC
	d	(m)	0,77	0,77	0,77	
	σ_1	(kN/m ²)	378,53	363,48	284,83	
	N1	(kN)	86,4	83,55	65,79	
	N2	(kN)	29,15	27,98	21,93	
	Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	7,7	7,7	7,7
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	2,48	2,4	1,89	
	Av2	(cm ²)	0,84	0,8	0,63	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	1,17	0,5	0,34	
Armatures verticales	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	1,38	1,26	0,99	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	0,56	0,46	0,36	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	9,23	
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	9,23	
	Sv1	(cm)	15	15	15	
	Sv2	(cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	9,3	9,3	9,3	
	Choix de section/nappe	(cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,71	4,71	4,71	
Armatures	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0,57	0,87	1,02	
	$\tau_u=2.5$	MPa	0,149	0,144	0,515	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	2,37	5,54	3,35	

Chapitre IX

Étude de l'infrastructure

IX.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- *Fondations superficielles* : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- *Fondations profondes* : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.8$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est 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.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- 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.

IX.4 : Dimensionnement :

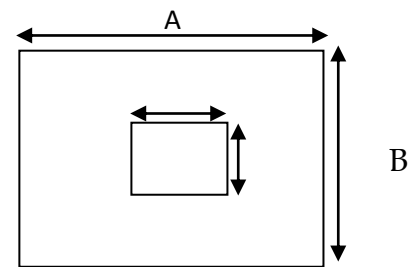
IX-4-1) Semelles isolées :

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.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 738.81 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.02 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

IX-4-2) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q(KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL8	312.51	2	0.86	1.72
VL9	2076.52	2.45	4.70	11.51
VL10	3298.60	2.45	7.48	18.33
				31.56

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	2613.65	3.5	4.14	14.49
VT2	82.6	0.8	0.57	0.46
VT3	3277.55	3.25	5.60	18.20
VT4	537.25	0.8	3.73	2.98
VT5	1595.78	0.8	11.08	8.86
VT6	900.86	2.45	2.04	5.00
VT7	4397.97	4.25	5.75	24.43
				74.42

$$S_v = \sum S_i = 105.98 m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

IX-4-3) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax}=738.81KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	$P_i=G_i+Q_i$ (KN)	M_i (KN.m)	$e_i(m)$	$P_i x e_i$ (KN.m)
1	738.81	1.017	7.025	5190.14
2	635.6	4.99	2.725	1732.01
3	557.66	0.951	-0.775	-432.18
4	439.84	2.642	-5.025	-2210.19
5	48.08	2.119	-7.025	-337.76
Somme	2419.99	11.719		3942.02

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 1.63m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.63m < \frac{L}{6} = \frac{14.05}{6} = 2.34m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2419.99}{14.05} \times \left(1 - \frac{6 \times (1.63)}{14.05}\right) = 52.35 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2419.99}{14.05} \times \left(1 + \frac{6 \times (1.63)}{14.05}\right) = 292.13 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2419.99}{14.05} \times \left(1 + \frac{3 \times (1.63)}{14.05}\right) = 232.18 \text{ KN/m}$$

IX-4-4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{232.18}{180} = 1.29m$$

On prend $B = 1.5m$.

On aura donc, $S = 1.5 \times 14.05 = 21.075m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 21.075 \times 8 + 105.98 = 274.58m^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 318.57m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 274.58m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{274.58}{318.57} = 0.86 = 86\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

IX.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

IX.5.1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{490}{8} \leq h \leq \frac{490}{5} \Rightarrow 61.25 \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

IX.5.2) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.90}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.00 \text{ m}$$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$, avec un minimum de 25cm
- $h_d \geq \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

IX.5.3) Calcul des charges nécessaires au radier :

- **Combinaison d'actions :**

✓ A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 52075.95 \text{ KN}$

✓ A l'ELS : $N_s = G + Q = 38050.14 \text{ KN}$

IX.5.4) Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ A l'ELU : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{52075.95}{2 \times 180} = 144.65 \text{ m}^2$

✓ A l'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{38050.14}{180} = 211.38 \text{ m}^2$

D'où : $S_{bat} = 318.57 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(144.65, 211.38) \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 318.57 + [(12.05 + 25.55) + (5.35 + 2)] \times 2 \times 0.6 = 372.45 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 372.45 \text{ m}^2$.

IX.5.5) Détermination des efforts à la base du radier :**a) Poids du radier :**

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $25 \times 372.45 \times 0.4 = 3724.5 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $16 \times 0.48 \times 372.45 - (0.45 \times 12.05 \times 6 + 0.45 \times 14.05 \times 2) = 2513.43 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.12 \times 372.45 - 0.45 (12.05 \times 6 + 14.05 \times 2) = 981.81 \text{KN}$.

Poids de la nervure : $25 \times 0.45 \times 0.6 \times (12.05 \times 6 + 14.05 \times 2) = 677.7 \text{KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0.4 \times 60 = 600 \text{KN}$.

$$G_{\text{rad}} = 3724.5 + 2513.43 + 981.81 + 677.7 + 600 = 8497.44 \text{KN}$$

- ELU:

$$N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{\text{rad}} = 63547.50 \text{KN}$$

- ELS : $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 46547.58 \text{KN}$

IX.5.6) Les vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{52075.95 \times 1}{372.45} \times \frac{4.90}{2} = 342.56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{342.56}{1 \times 0.36} = 951.55 \text{KN} / \text{m}^2 = 0.951 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.775 \text{m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.789 \text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 3728.94 \text{m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 17469.10 \text{m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

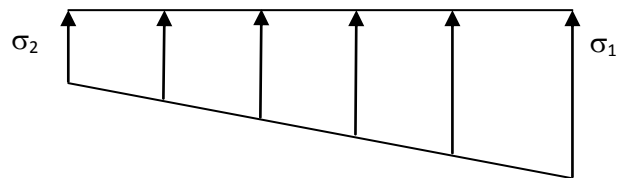


Fig. XI.1 Diagramme des contraintes

✓ A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

✓ A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ Sens longitudinal :

$M_x = 45334.01 + 1895.71 \times 1.00 = 47229.72 \text{ KN.m}$

✓ A l'ELU : $M_x = 47229.72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62407.203}{372.45} + \frac{47514.07}{17469.10} \times 12.775 = 205.30 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62407.203}{372.45} - \frac{47514.07}{17469.10} \times 12.775 = 136.08 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205.30 + 136.08}{4} = 187.99 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ A l'ELS : $M_x = 47229.72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46547.58}{372.45} + \frac{47229.72}{17469.10} \times 12.775 = 159.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{45547.58}{372.45} - \frac{47229.72}{17469.10} \times 12.775 = 87.75 \text{ KN/m}^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3 \times 159.72 + 87.75}{4} = 141.73 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ Sens transversal :

$$M_y = 41675.093 + 2041.96 \times 1.00 = 43717.05 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELU : $M_y = 43717.05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63547.5}{372.45} + \frac{43717.05}{3728.94} \times 5,789 = 238.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63547.50}{372.45} - \frac{43717.05}{3728.94} \times 5,789 = 102.16 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 238.49 + 102.16}{4} = 204.4 \text{ KN/m}^2$$
 ; $2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ A l'ELS : $M_y = 43717.05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46547.58}{372.45} + \frac{43717.05}{3728.94} \times 5,789 = 192.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46547.58}{372.45} - \frac{43717.05}{3728.94} \times 5,789 = 57.10 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 192.86 + 57.10}{4} = 158.92 \text{ KN/m}^2$$
 ; $\sigma_{SOL} = 180 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

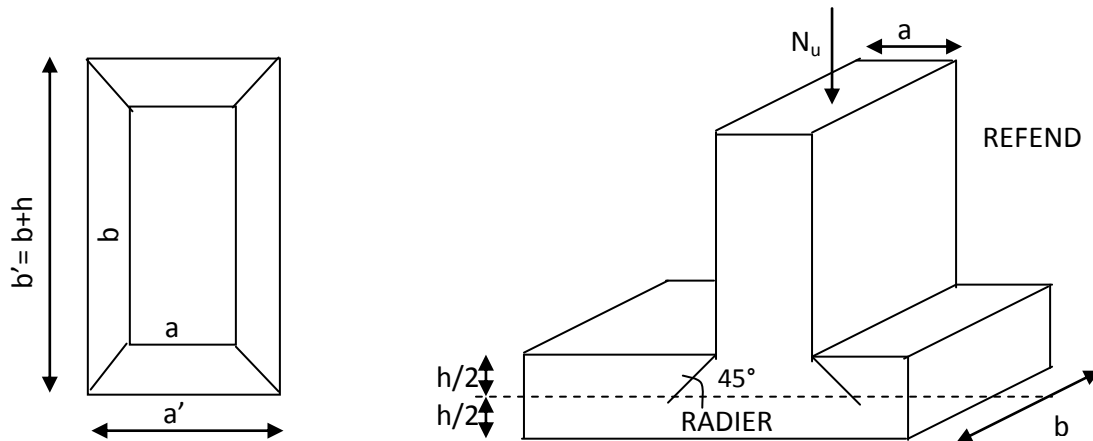


Fig.IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ Calcul du périmètre utile μ_c

- Poteau (le poteau le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.8m$$

$$N_u = 1587.59 KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4350KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Voile (le voile le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 4.25 + 2 \times 1) = 12.9m$$

$$N_u = 6015.55KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 1 \times 12.9 \times 25000}{1.5} = 9675KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1m$)

$$P = 20487.482 \text{ KN} \geq 1.5 \times 372.45 \times 10 \times 1 = 5586.75 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.6 : Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 204.4 - 1.35 \times \frac{8497.44}{372.45} = 173.59 \text{ KN} / m^2$$

✓ A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 158.7 - \frac{8497.44}{372.45} = 135.88 \text{ KN} / m^2$$

X.6.1) Calcul à l'ELU :

- **Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Tableau X.4 : Identification des panneaux

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	3.80	4.90	0,80	0,0565	0,595	141.62	84.26	2Sens

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{0x}$ ou $0.75 M_{0y}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :..... $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive :..... $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$\begin{cases} M_{0x} = 141.62KN.m \\ M_{0y} = 84.26KN.m \end{cases}$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Sens X-X : $M_{app} = 0.5M_{0x} = 70.81KN.m$

$$M_t = 0.75M_{0x} = 106.22KN.m$$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 42.13 \text{KN.m}$

$$M_t = 0.75 M_{0Y} = 63.19 \text{KN.m}$$

- **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 : Ferrailage du panneau

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	106.22	0.136	SSA	0.927	8.89	5HA16	10.05	25
	appui	70.81	0.09	SSA	0.953	5.77	5HA14	7.70	25
y-y	travée	63.19	0.08	SSA	0.958	5.12	5HA14	7.70	25
	appui	42.13	0.05	SSA	0.974	3.36	5HA12	5.65	25

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

- **Armatures parallèle au petit coté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.8}{2} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

- **Armatures parallèle au grand côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

- **Espacement des armatures :**

$$S_t^{max} = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u l}{2.b.d} = \frac{173.59 \times 4.90}{2 \times 1 \times 0.37} = 1149.44 \text{ KN/m}^2 = 1.14\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.6.2) Vérification à l'E.L.S :

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Tableau X.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
3.8	4.90	0.80	135.88	0.0632	0.710	124.00	88.04

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 62.00\text{KN.m}$ appui intermédiaire.
 $M_t = 0.75 M_{0x} = 93.00\text{KN.m}$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 44.02\text{KN.m}$ appui intermédiaire.

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 66.03\text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

❖ **Sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{70.81}{62} = 1.14 \text{ et } \mu = 0.08 \rightarrow \alpha = 0.1044$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{106.22}{93} = 1.14 \text{ et } \mu = 0.128 \rightarrow \alpha = 0.1719$$

$$\alpha = 0.1719 < \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Sens Y-Y:**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{42.13}{44.02} = 0.95 \text{ et } \mu = 0.05 \rightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{0.95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.225 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{63.19}{66.03} = 0.95 \text{ et } \mu = 0.076 \rightarrow \alpha = 0.0989$$

$$\alpha = 0.0989 < \frac{0.95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.225 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.7 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

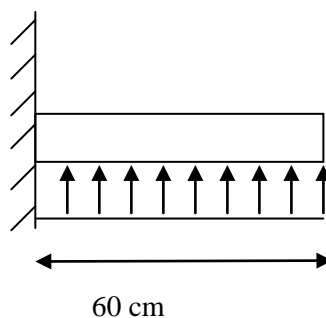


Fig .IX.3: Schéma statique d'un débord

IX.7 1.) Sollicitation de calcul :

✓ A l'ELU :

$$P_u = 173.59 \text{ KN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-173.59 \times 0.6^2}{2} = -31.24 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$P_s = 135.88 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-135.88 \times 0.6^2}{2} = -24.45 \text{ KN.m}$$

IX.7 2.) Calcul des armatures :

b = 1 m; d = 37cm; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

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

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 : Ferrailage à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	31.24	0.016	0.992	2.44	4.46	5HA12	5.65	25

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de **25 (cm)**

IX.7 3.) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31.24}{24.45} = 1.27 \quad \alpha = 0.0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.8 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

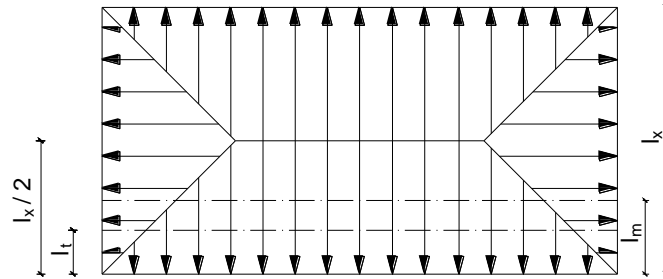
IX.8.1) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique

- Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



- Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

1. Charges à considérer :

- Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 173.59 \times 1.41 = 244.76 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 135.88 \times 1.41 = 191.59 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 173.59 \times 1.06 = 184.00 \text{ KN / ml.}$$

- Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 173.59 \times 2.10 = 364.54 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 135.88 \times 2.1 = 285.35 \text{ KN / ml.}$$

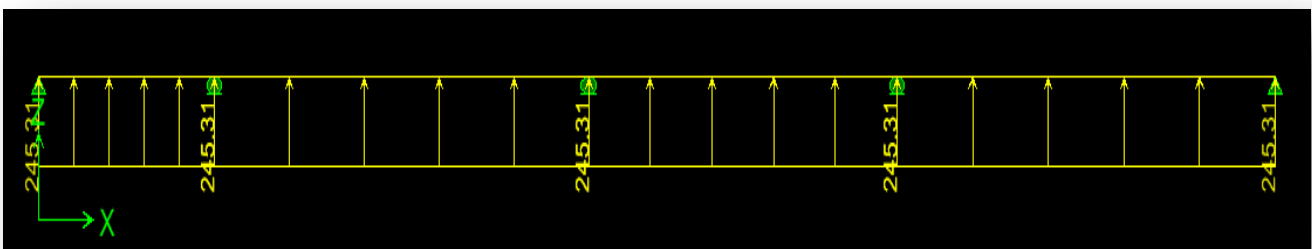
$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 173.59 \times 1.96 = 340.23 \text{ KN / ml.}$$

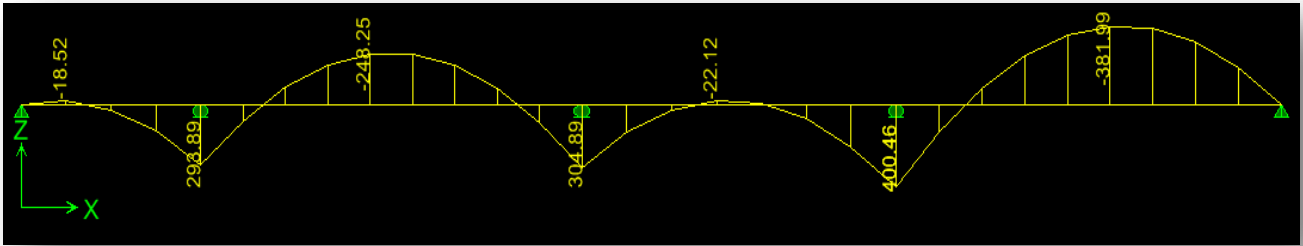
IX.8.2) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel etabs :

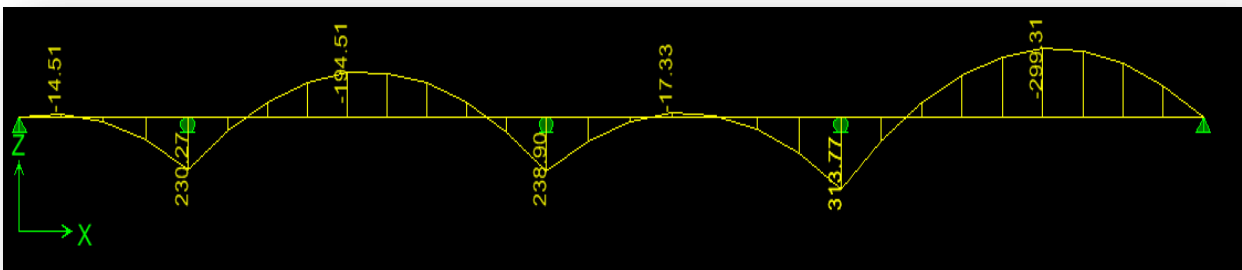
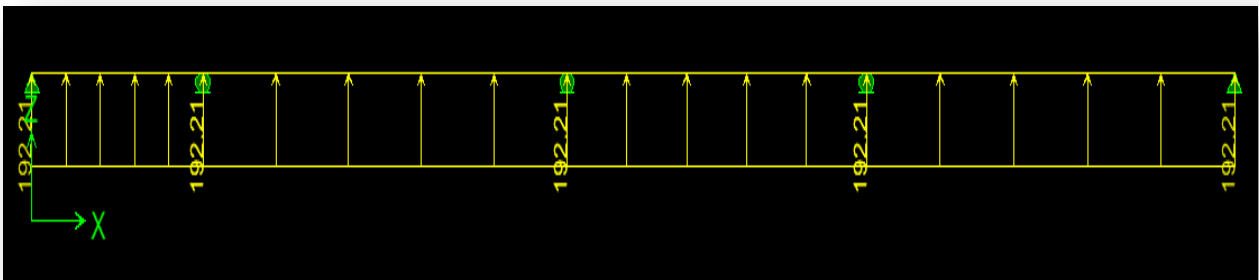
- Sens trar

a) Diagramme des moments fléchissant (ELU):

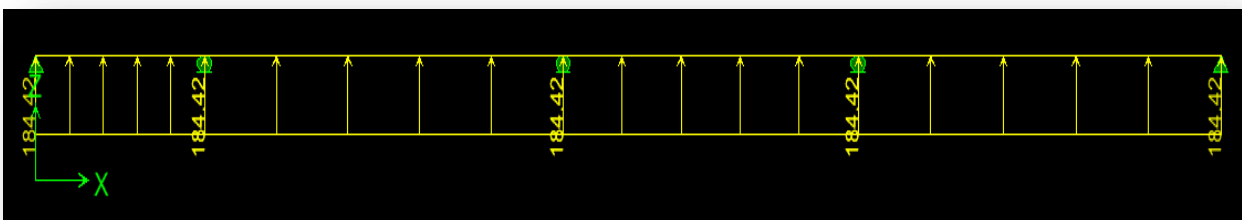


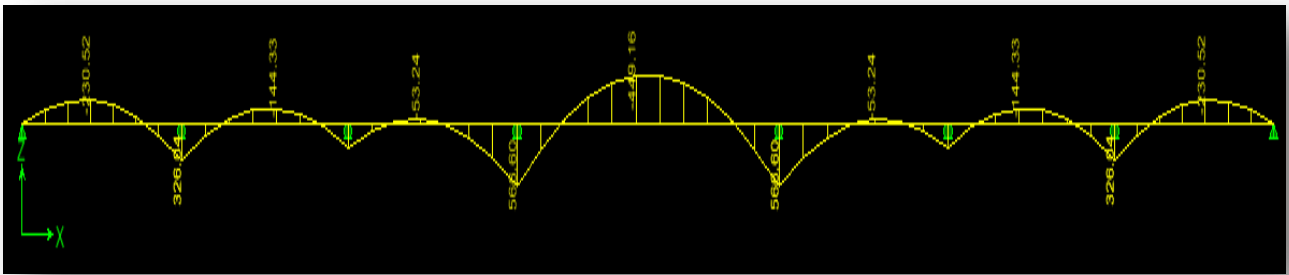


b) Diagramme des moments fléchissant (ELS):

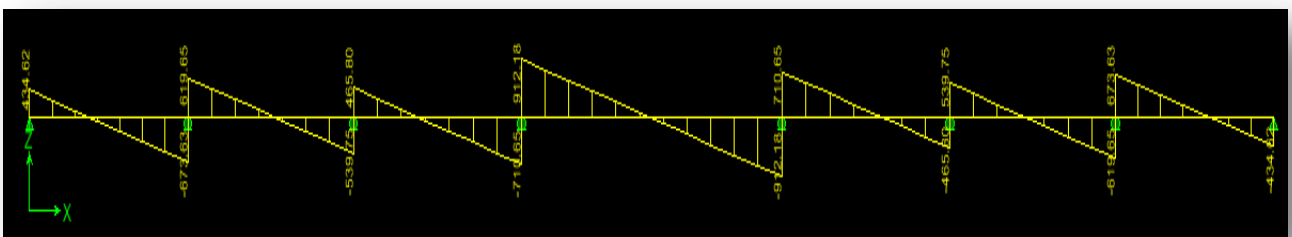
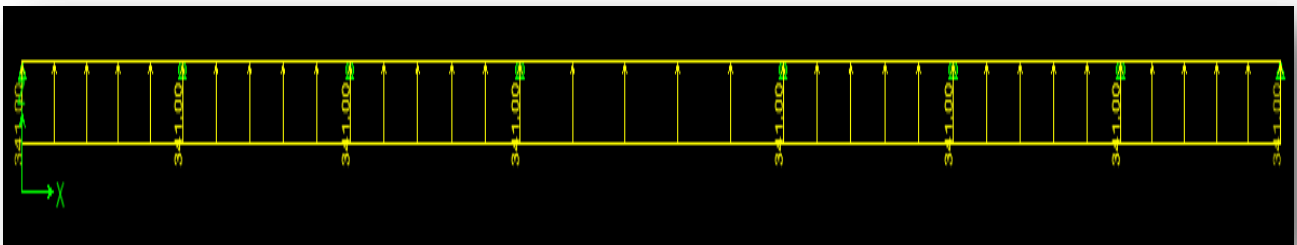


c) Diagramme des efforts tranchants(ELU):





c) Diagramme des efforts tranchants (ELU):



➤ Sollicitations maximales :

a) Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 381.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 400.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 299.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{as \max} = 313.77 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 466.52 \text{ KN}$$

b) Sens longitudinal :

$$M_{tu\ max} = 573.24\text{KN.m.}$$

$$M_{au\ max} = 723.11\text{KN.m}$$

$$M_{ts\ max} = 449.16\text{KN.m.}$$

$$M_{as\ max} = 568.6\text{KN.m.}$$

$$T_{u\ max} = 912.18\text{KN.}$$

c) Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45\text{cm}; \quad d = 97\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Tableau X.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(c$ m ²)	Choix	$A_{ado}(c$ m ²)
ELU	transversal	Appui	400.46	0.05	0.974	12.33	4HA16+4HA14	14.19
		Travée	381.99	0.047	0.976	11.74	4HA14+4HA14	12.31
	longitudinal	Appui	723.11	0.09	0.953	19.46	4HA20+4HA16	20.6
		Travée	573.24	0.07	0.964	15.25	4HA16+4HA16	16.09

d) Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.27\text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\ max} = 912.18\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{912.18 \times 10^3}{450 \times 970} = 2.08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=10\text{mm}$

➤ **Espacement des armatures :**• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{28.75; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 28.75 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.35 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.03 \text{ cm}^2$

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
- $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$ par parois
- Soit donc 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

f) **Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ Sens longitudinal:

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{573.24}{449.16} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0589 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{723.11}{568.6} = 1.27$$

$$\alpha = 0.641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{381.99}{299.31} = 1.27$$

$$\alpha = 0.1181 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{400.46}{313.77} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les

contraintes dans le béton à l'ELS.

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

Livre :

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

- Résistance des matériaux
- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment

Thèses :

- Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles -portiques en béton armé
- Etude d'un bâtiment en R+15 avec 2 sous-sols à ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2007)

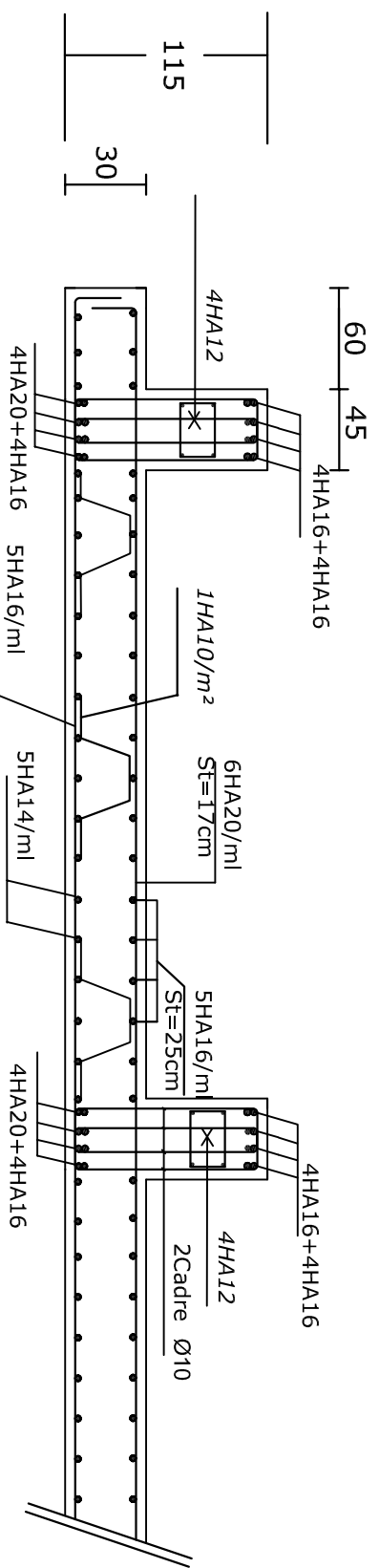
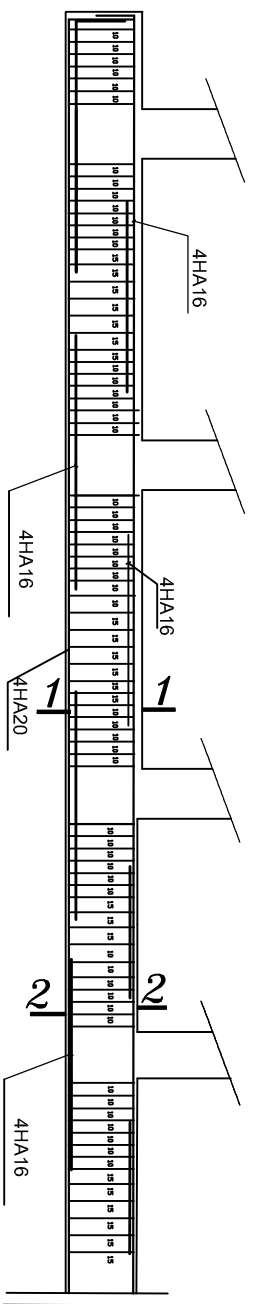
Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2012(Dessin)
- ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)

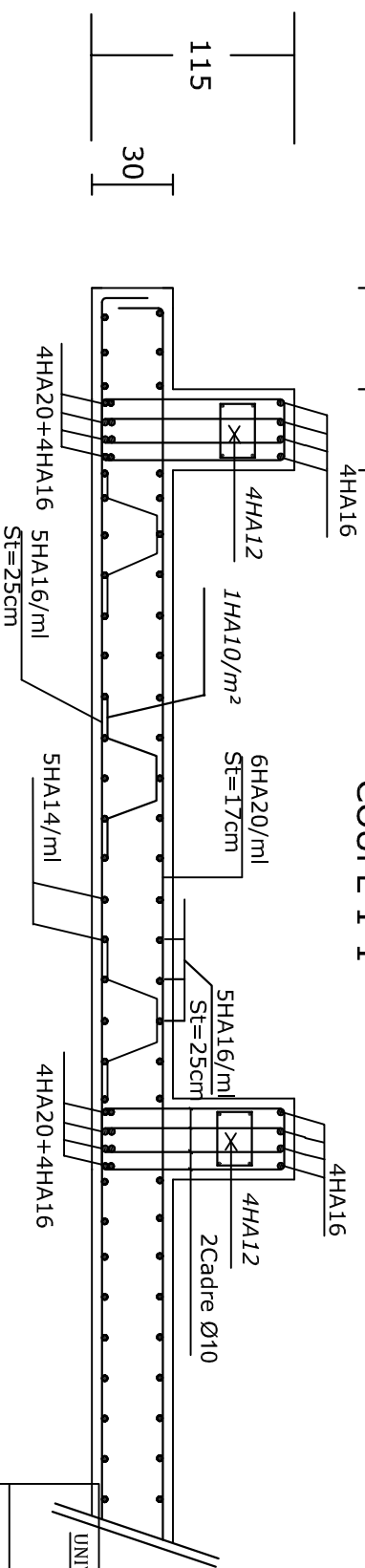
Office 2010 (Traitement de texte, calcul...etc)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 115) sens longitudinale



Ferrailage du radier général Sens X-X
COUPE 1-1

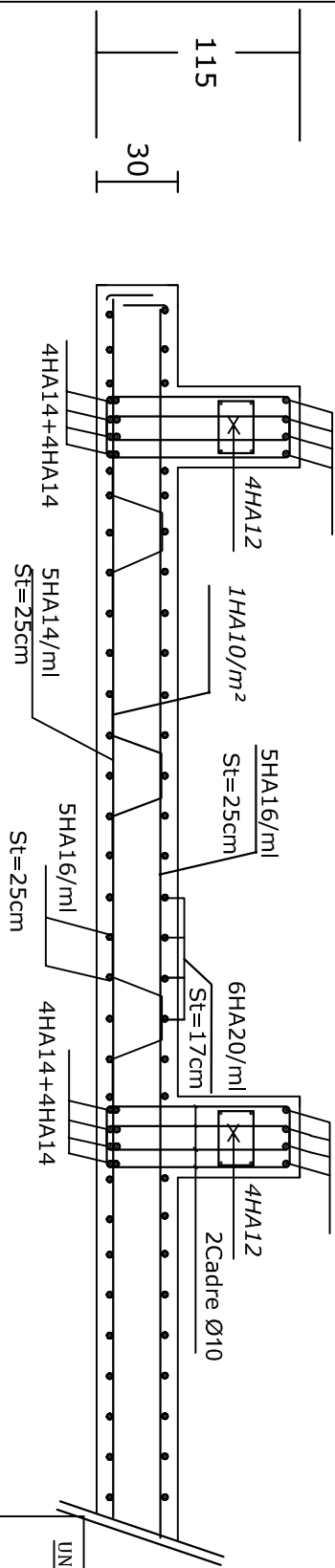
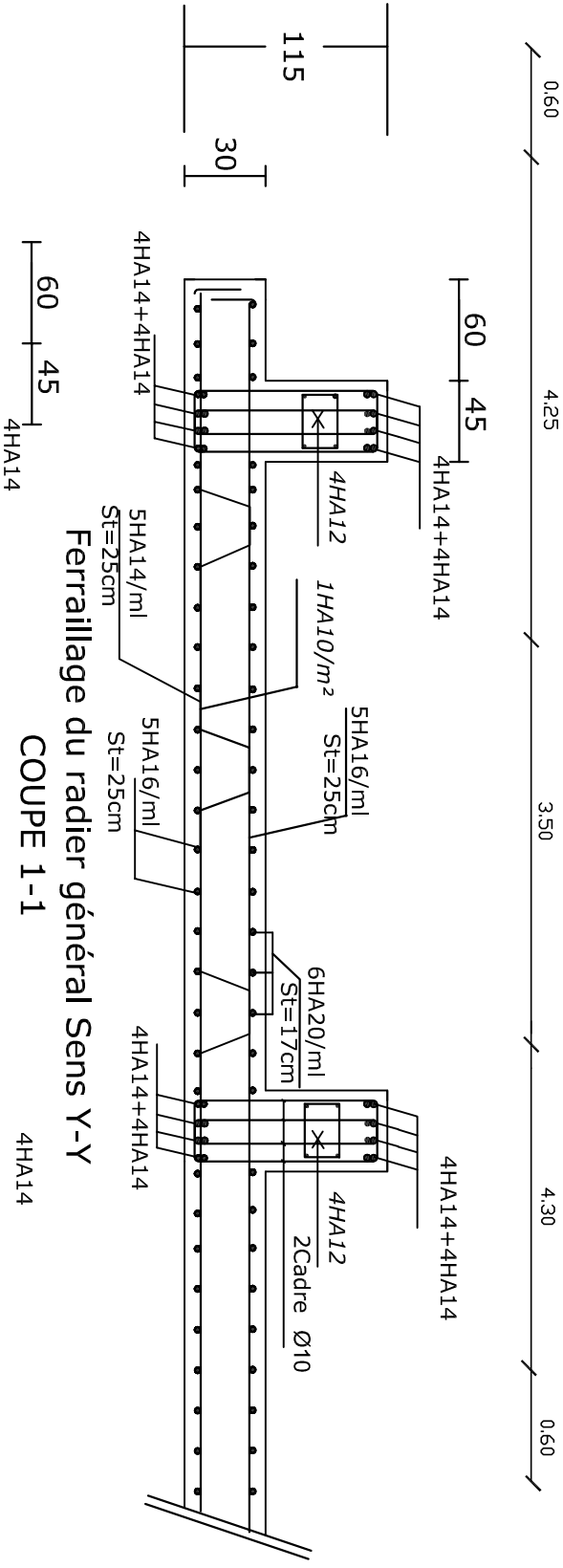
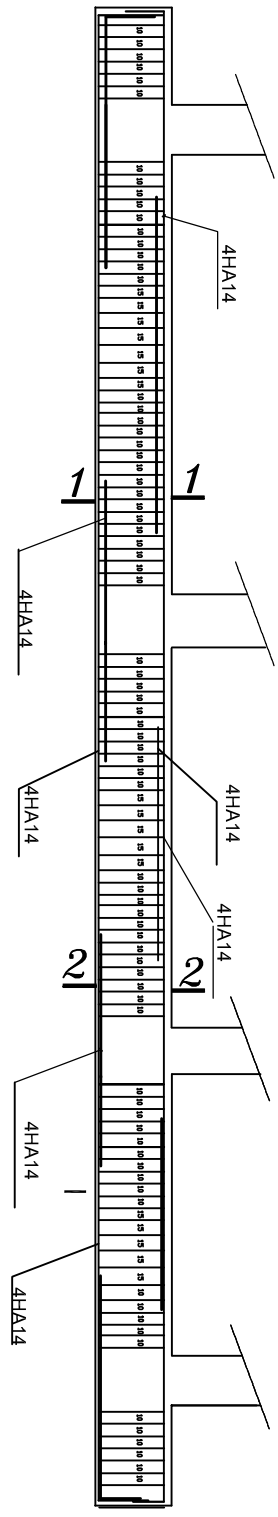


Ferrailage du radier général Sens X-X

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Ferrailage du radier général Sens X-X	
Présenté par:	Mr:MATOUK Djaffar
Encadré par:	Mr:SADALI Mohand outdir Melle:BENAMARA Tassadit Mr:BOUAMARA

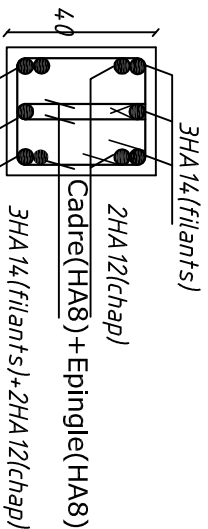
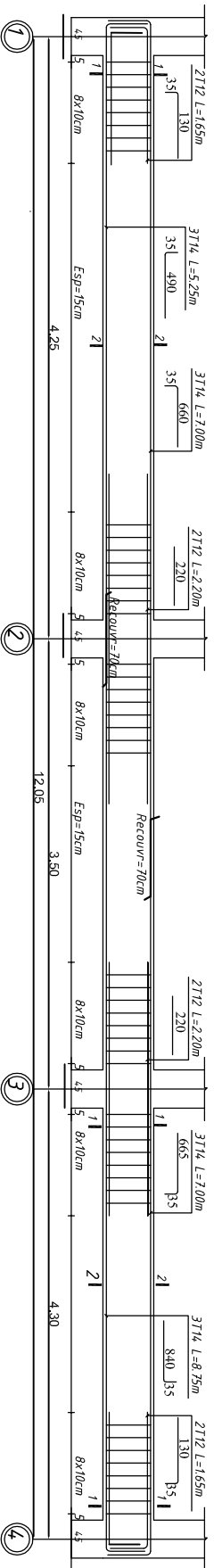
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 115) sens transversale



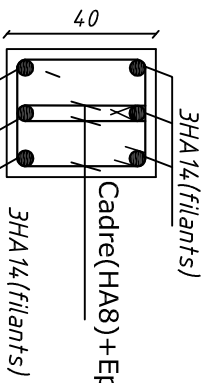
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU	
Faculté de Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Ferraillage du radier général Sens Y-Y	
Présenté par:	Mr:MATOUK Djaffar
Encadré par:	Mr:SADALI Mohand oudir Melle:BENAMARA Tassadit Mr:BOUAMARA

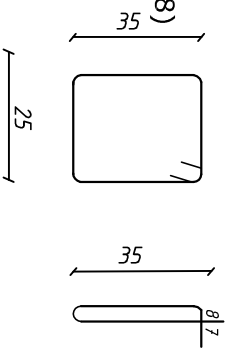
Coff- Et Ferr- Des poutres secondaires (30X40) Axe (1,2,3,4) DU 3ème étage



coupe 1-1



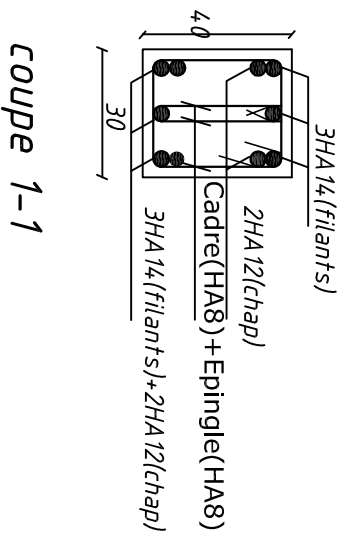
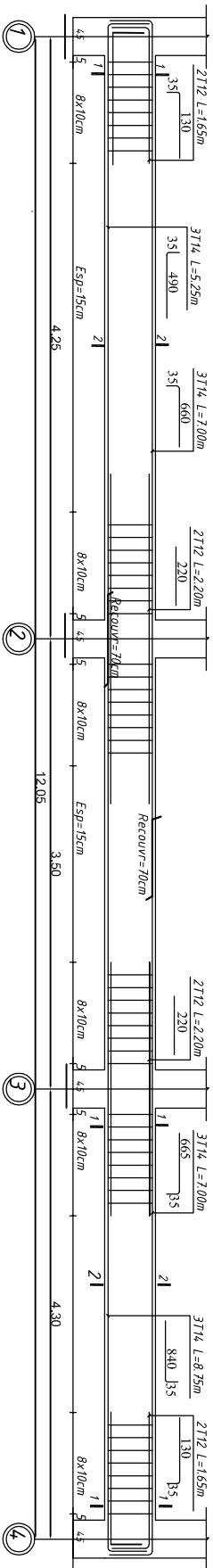
coupe 2-2



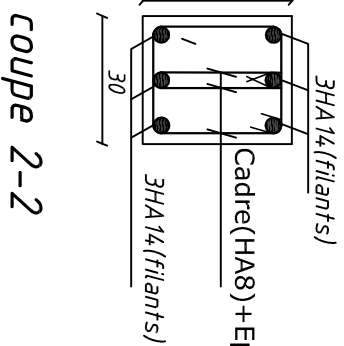
_COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

encadre-parr:	MATOUK	Djaffar
Mr:	BOUAMARA	Mohand ouidit
	BENAMARA	Tassadit

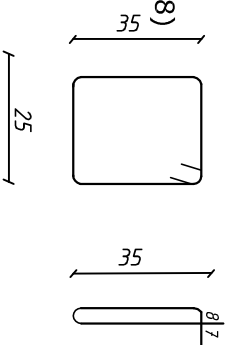
Coff- Et Ferr- Des poutres secondaires (30X40) Axe (1,2,3,4) DU 3ème étage



coupe 1-1



coupe 2-2



_COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

encadre-parr:	MATOUK	Djaffar
Mr:	BOUAMARA	Mohand ouidit
	BENAMARA	Tassadit

Republique algerienne democratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de genie civil

proposé par:
 Bureau d'étude
 T.O

Echelle :

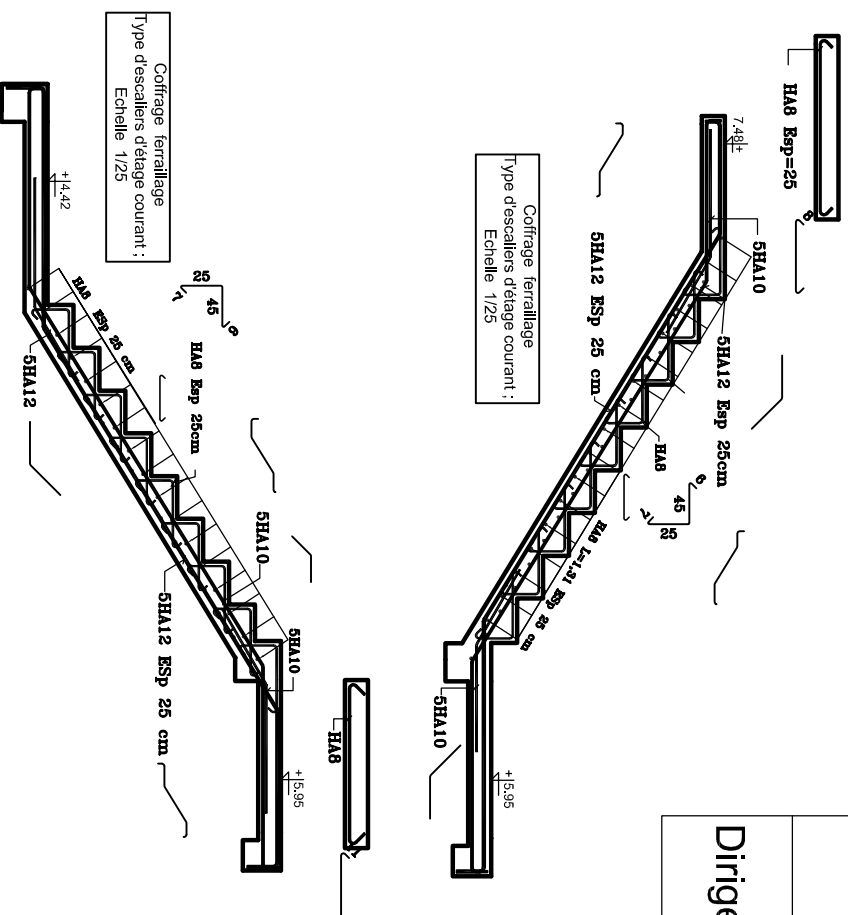
Eudité par :

MATOUK Djaffer
 SADALI Mouhand ouidir
 BENAMARA Tassadit

Dirigé par :

Mr : BOUAMARA

Septembre 2012



Republique algerienne democratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

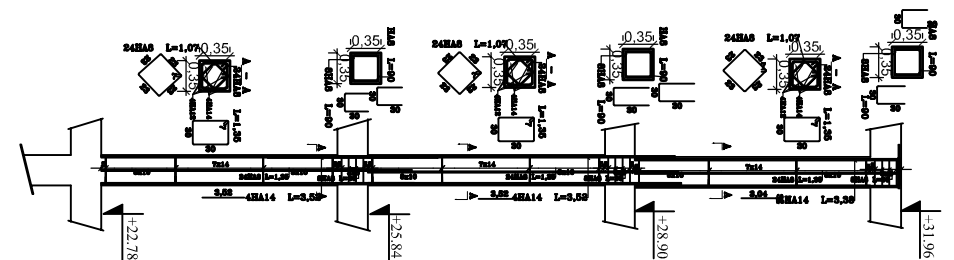
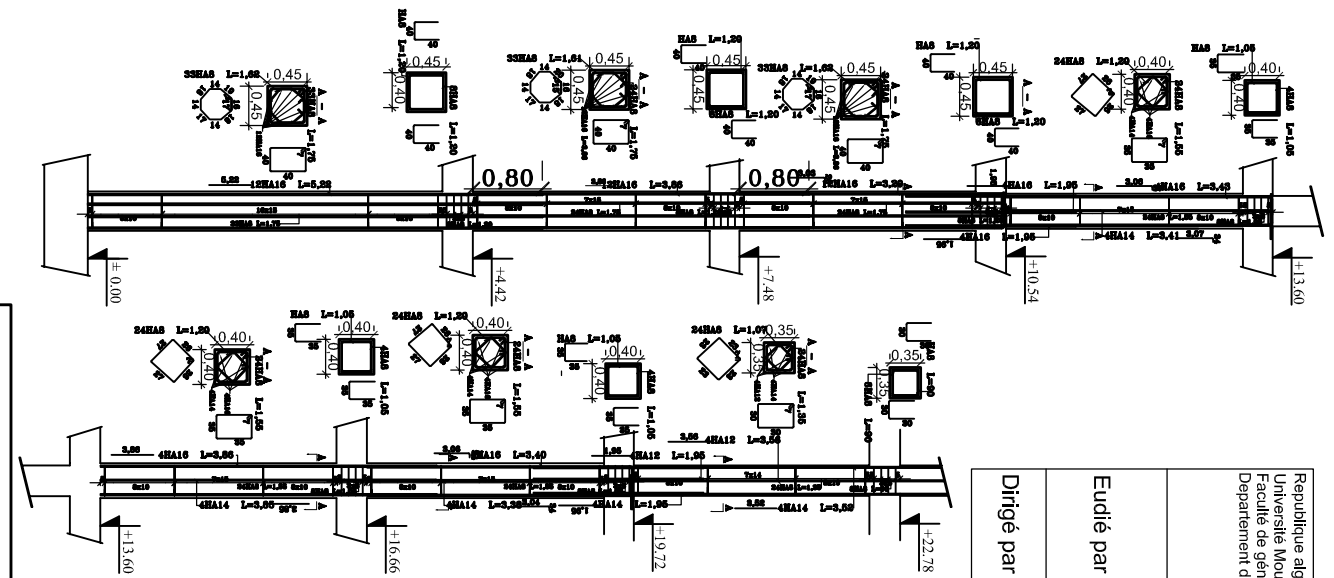
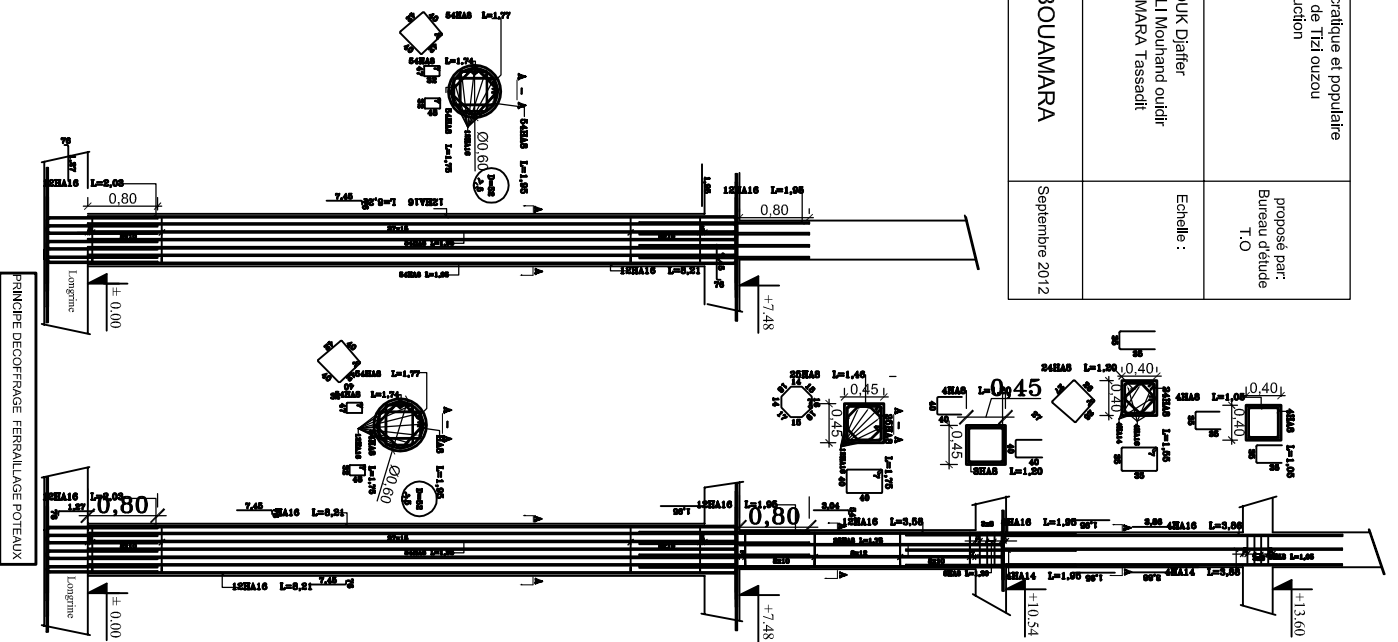
proposé par:
 Bureau d'étude
 T.O

Etudié par :
 MATOUK Djaffer
 SADALI Mounrad ouidir
 BENAMARA Tassadit

Echelle :

Dirigé par :
 MR : BOUAMARA

Septembre 2012



Republique algerienne democratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

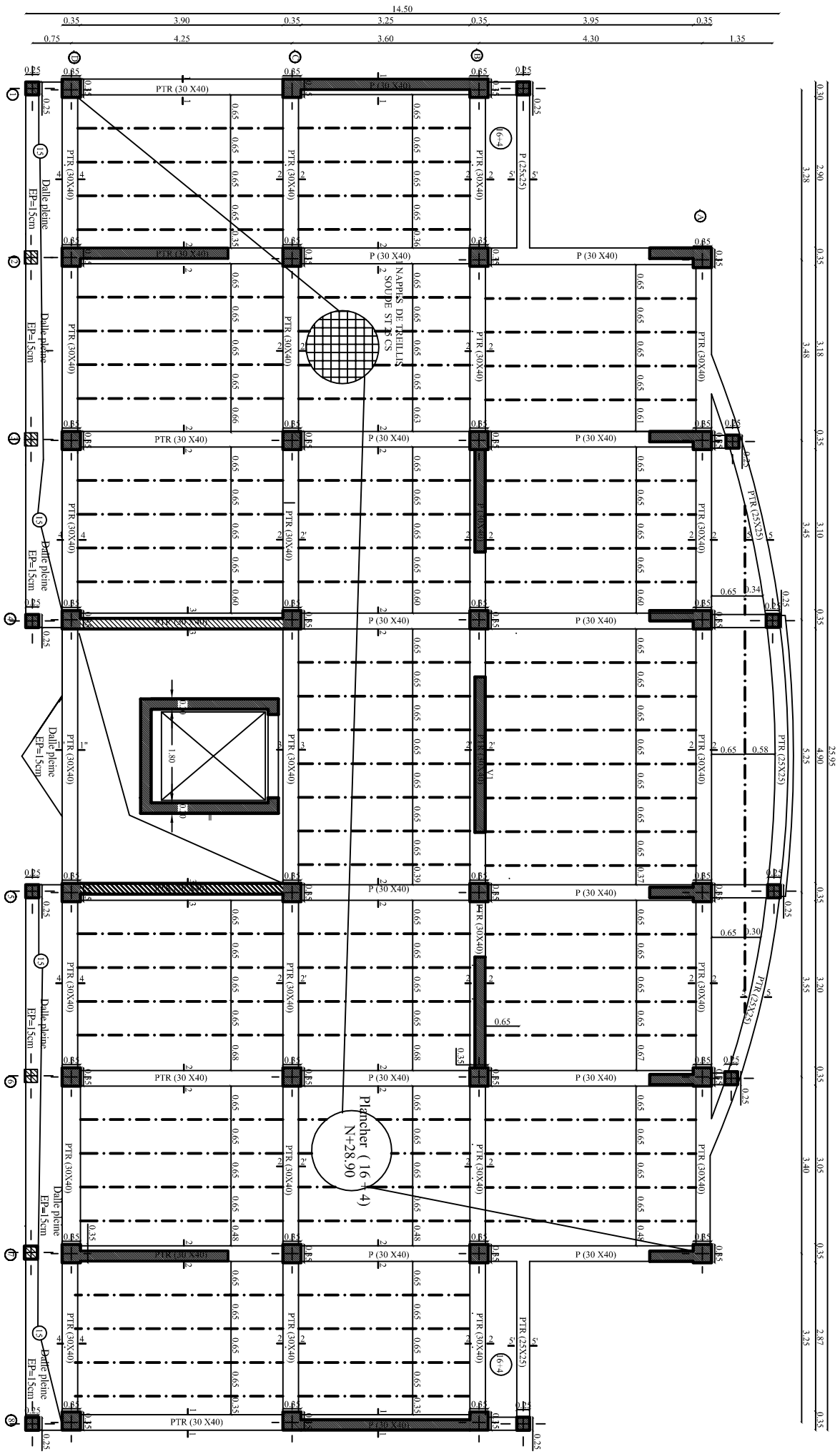
proposé par:
 Bureau d'étude
 T.O

Etudié par :
 MATOUK Djaffer
 SADALI Mounrad ouidir
 BENAMARA Tassadit

Echelle :

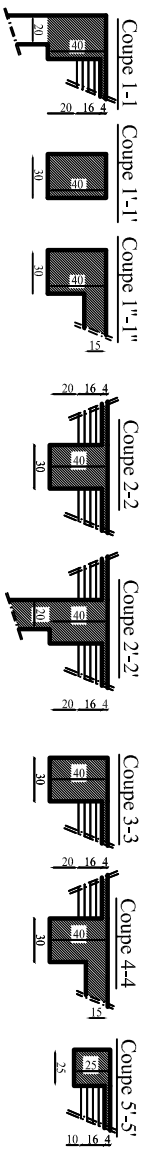
Dirigé par :
 MR : BOUAMARA

Septembre 2012

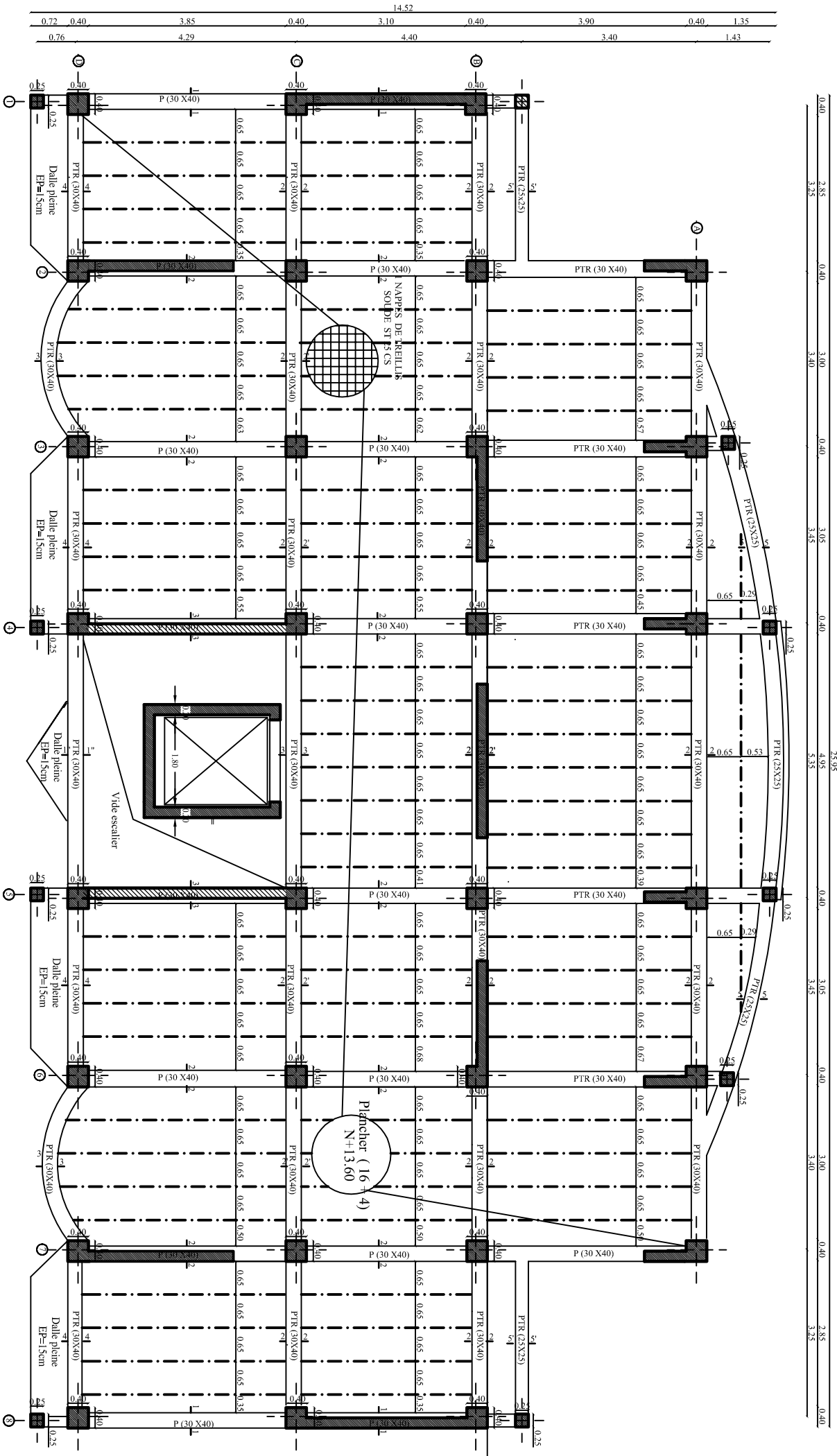


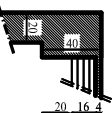
Plan Coffrage Etage Courant(9)

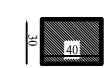
- Coupe 5-5'
- Coupe 4-4
- Coupe 3-3
- Coupe 2-2'
- Coupe 1-1'
- Coupe 1-1''

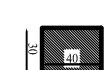



Plan Coffrage Etage Courant (4 et 5et6)





- 

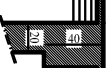
Coupe 1-1
- 

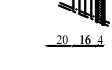
Coupe 1'-1'
- 

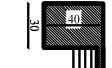
Coupe 1''-1''
- 

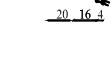
Coupe 2-2
- 

Coupe 2'-2'
- 

Coupe 2''-2''
- 

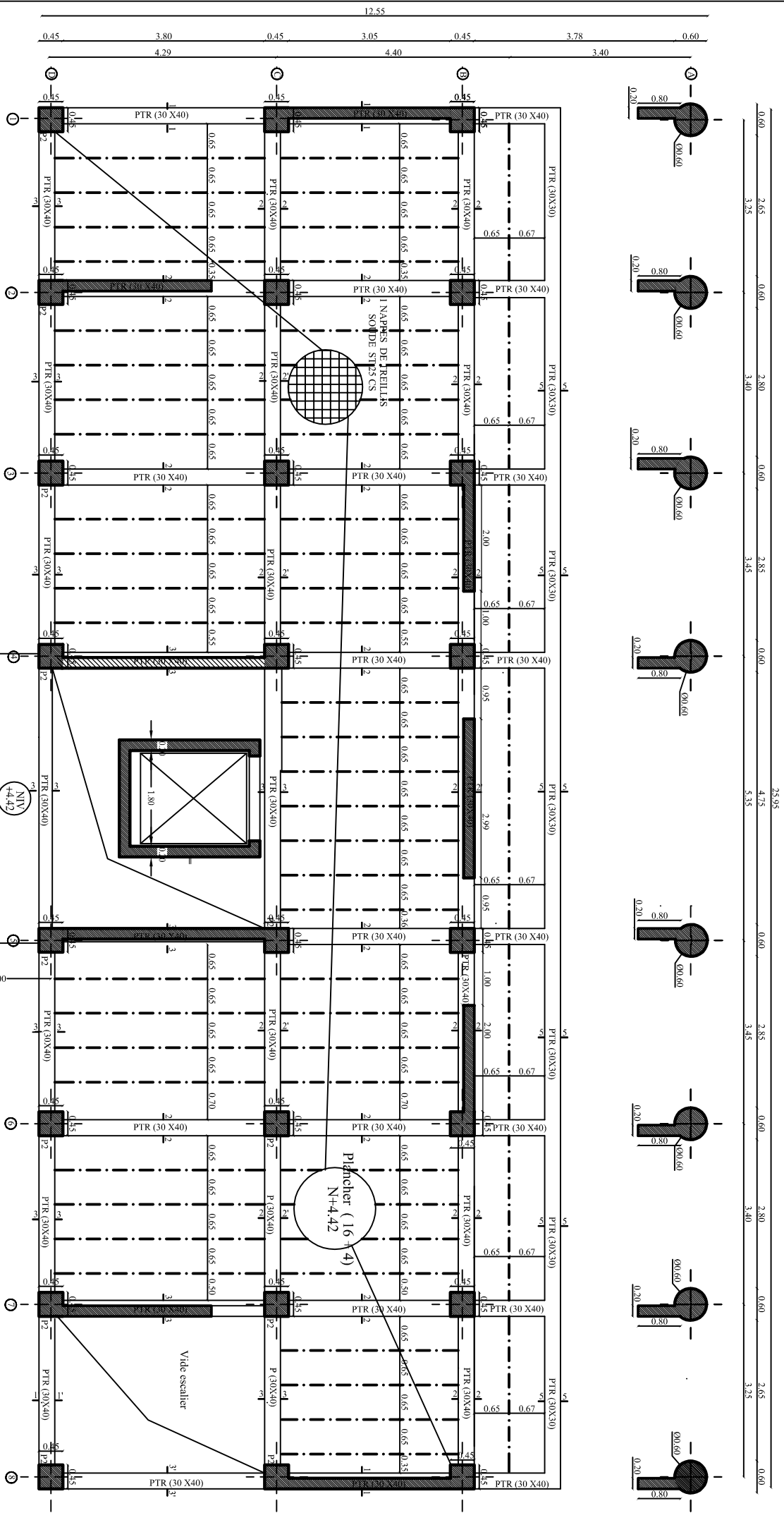
Coupe 3-3
- 

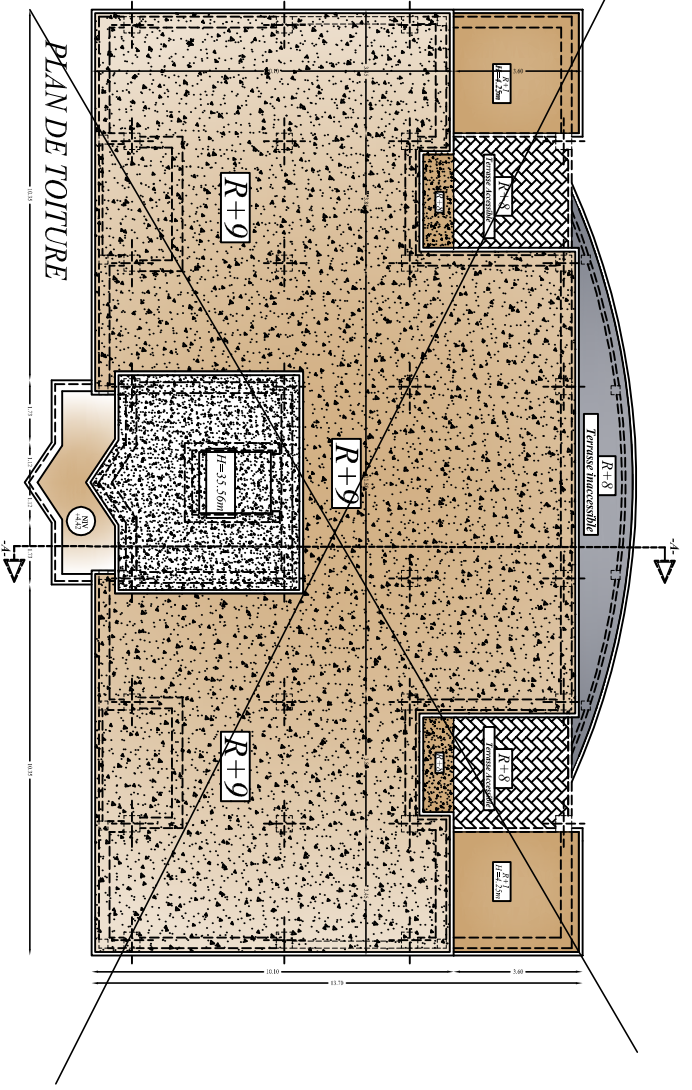
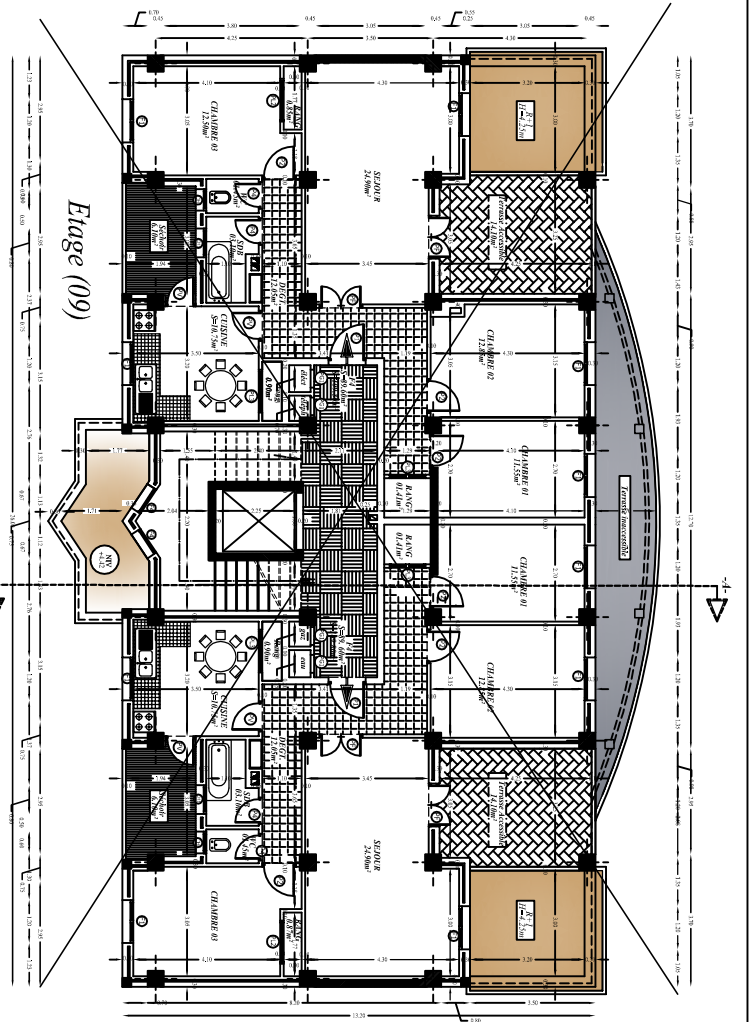
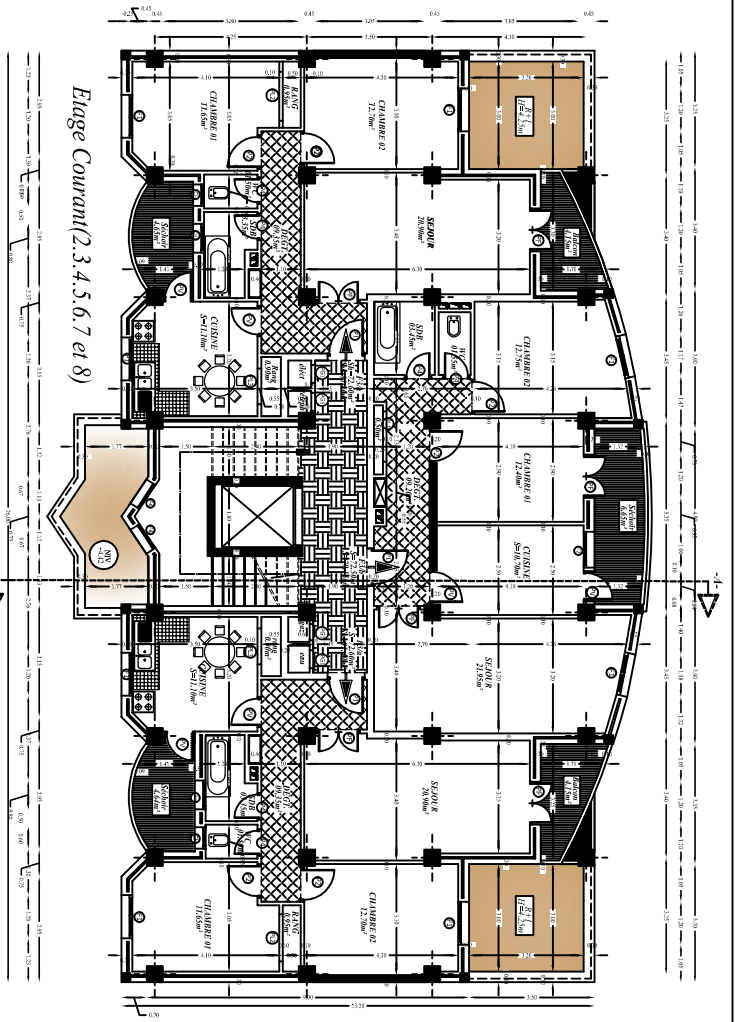
Coupe 3'-3'
- 

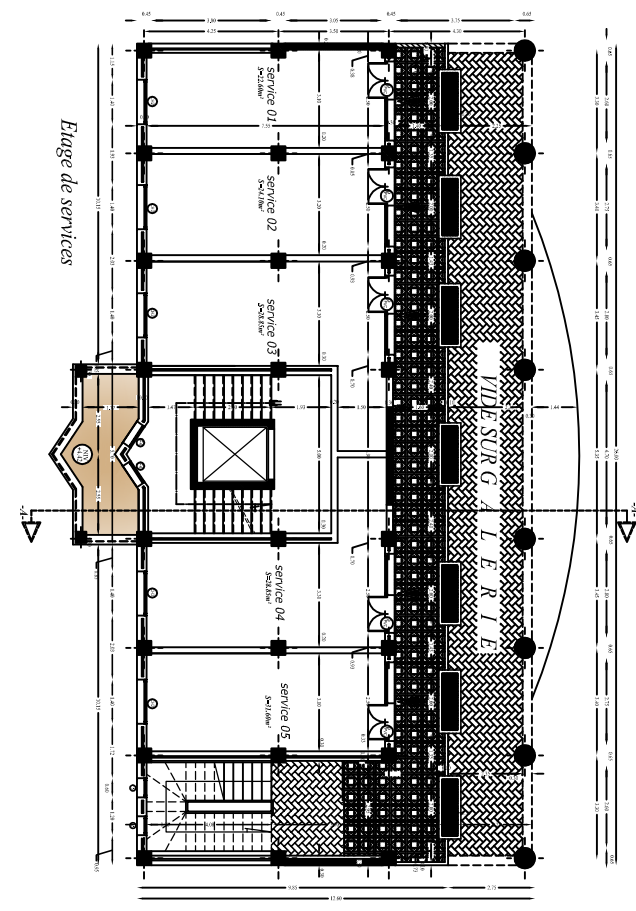
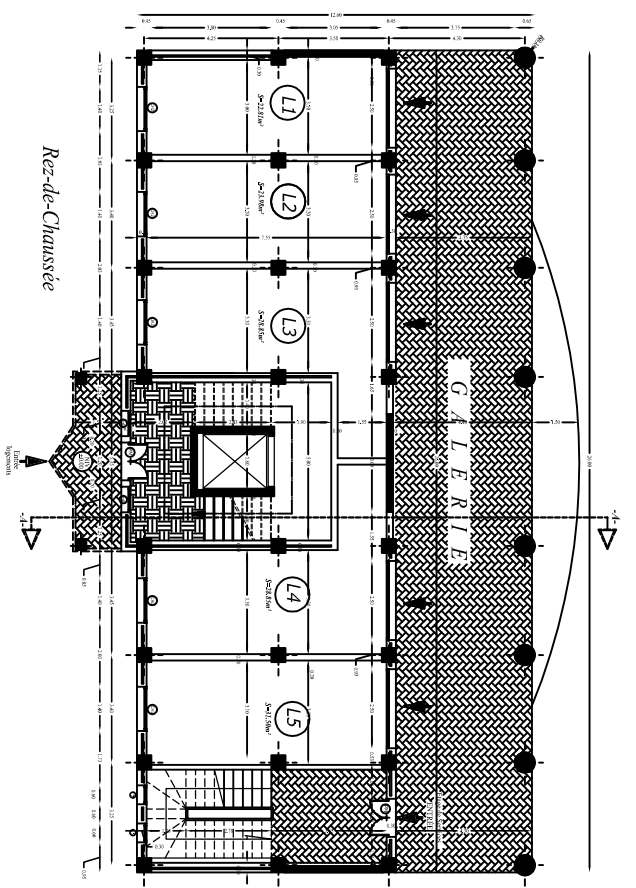
Coupe 3''-3''
- 

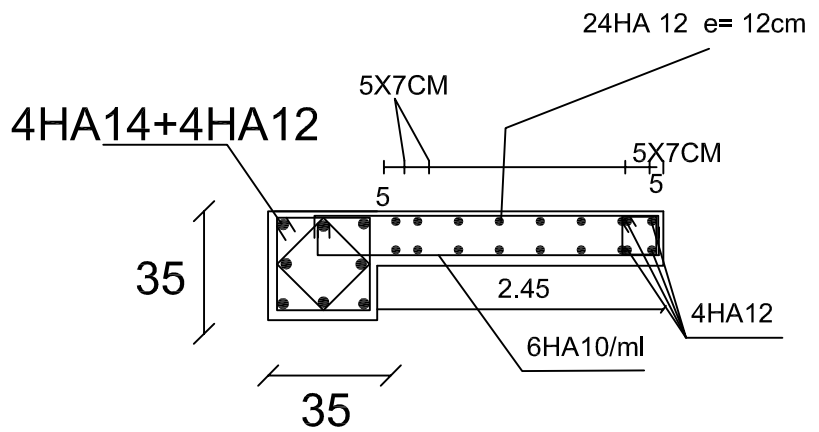
Coupe 4-4

Plan Coffrage Etage de services

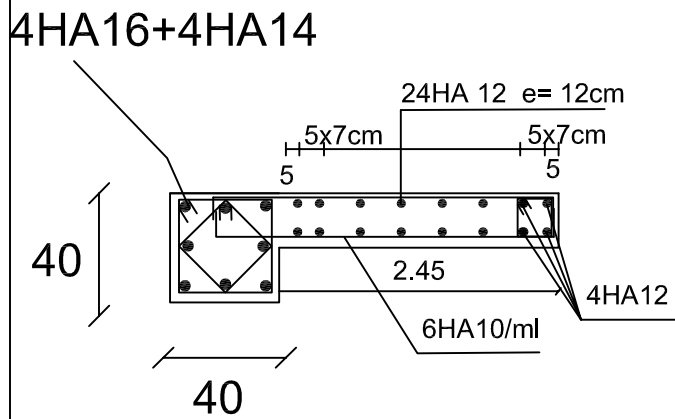




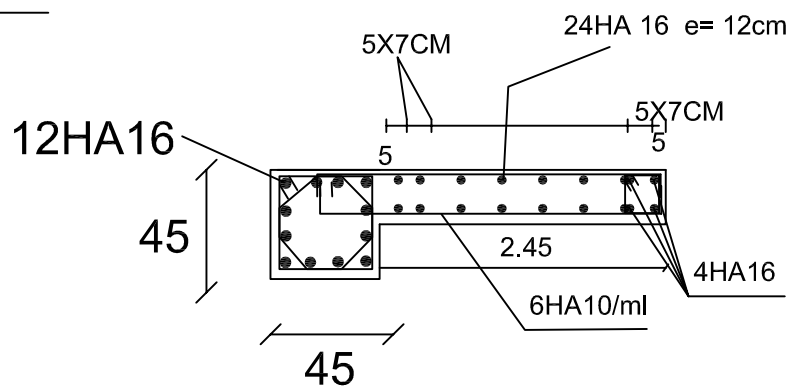




Zone III



Zone II



Zone I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:
 Coffrage et ferrailage de
 voile N:10

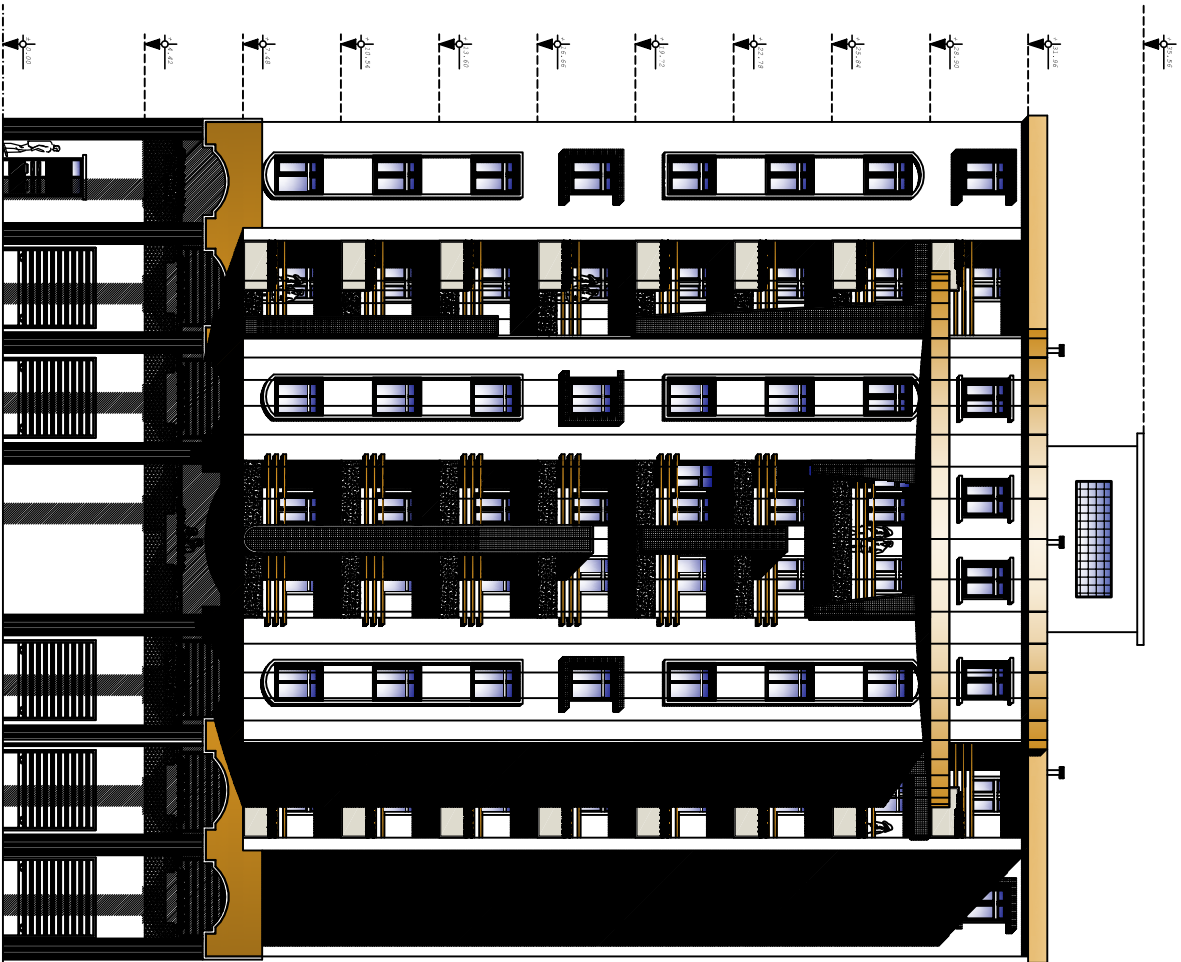
ETUDIE PAR :
 Mr. Matouk djaffer
 Mr. Sadali mohand ouidir
 Mlle. Benamara tassadit

DIRIGE PAR :
 Mr. BOUAMARA

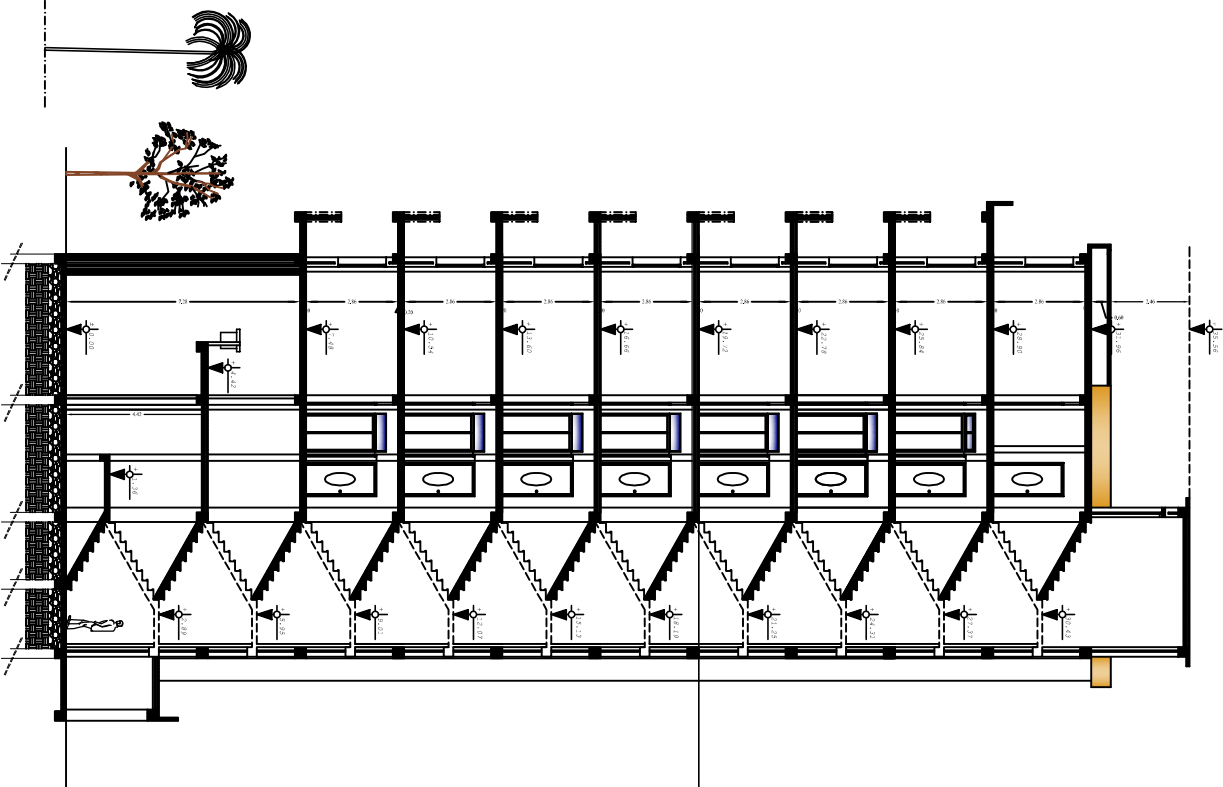
ECHELLE

PLANCHE N°

PROMOTION 2011-2012



FACADE SUR BOULEVARD



COUPE - AA-

