

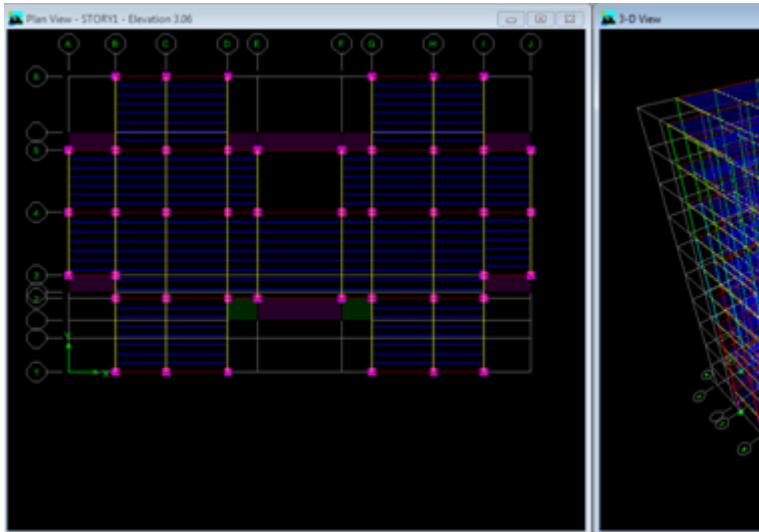
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

promotion
2014



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en

Génie civil

Thème :

Etude d'une structure d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation

Etudié par :

Mr BOURDACHE Lounis

Mr BOUDJELLAL Massinissa

Dirigé par : Mme SAIB

REMECIMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M_{me} : SAIB pour son aide.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)
Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

Merci à tous

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail de fin d'étude à la mémoire
de ATYAMNA BOUSSAD,
ak yarhem rebbi*

à mes très chers parents.

*Qui ont su être à mes côtés dans les moments
difficile, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils
m'ont procuré fasse dieu que je puisse les honorés ;
A mes chers frères qui me soutient depuis tout le temps :*

A mes sœurs que j'aime beaucoup

A tous mes amis

*Je vous dis merci et pour tous qui mon aidés de loin ou
de près
Pour la réalisation de ce mémoire.*

BOURDACHE LOUIS

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction.....	page 1
1. présentation de l'ouvrage.....	page 1
2. caractéristiques mécaniques des matériaux.....	page 5
3. hypothèses de calcul.....	page 12

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II-1 : introduction.....	page 15
II-2 : pré-dimensionnement des éléments.....	page 15
1. les plancher.....	page 15
2. les poutres.....	page 17
3. les poteaux.....	page 19
4. les balcons.....	page 25
5. Acrotère.....	page 26
6. poids propre des éléments.....	page 27
7. surcharge d'exploitation.....	page 27
8. loi de dégression de charge.....	page 28
9. les voiles.....	page 32

Chapitre III : Calcul des éléments

1. L'acrotère.....	page 35
2. Plancher.....	page 43
3. Balcon.....	page 64
4. Porte à faux.....	page 69
5. Salle machine.....	page 73
6. Escalier.....	page 82
7. Salle machine.....	page 101

Chapitre IV : Etude de contreventement

1. Introduction.....	page 110
2. Inertie des voiles.....	page 110
3. Inertie fictive des portiques.....	page 112
4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques.....	page 113

Chapitre V : Etude au séisme

1. Principe de la MEF..... page114
2. Description de logiciel ETABS..... page114
3. Manuel de l'utilisation page115

Chapitre VI : Vérification des résultats ETABS.

1. Choix de la méthode de calcul page 136
2. Présentation de la méthode statique équivalente MSE..... page136
3. Présentation de la méthode modale spectrale page136
 - a- Principe de la méthode page136
 - b- Modélisation de la structure..... page137
4. Disposition des voiles page137
5. Spectre de réponse de calcul page138
6. Calcul de facteur de qualité..... page140
7. Nombre de modes à considérer page141
8. Combinaison des réponses modales page141
9. Caractéristiques géométriques de la Structure page142
10. Caractéristiques dynamiques de la structure page144
 - a- Masse modale participantepage144
 - b- Vérification de la résultante des forces sismiques page145
 - c- Vérification des déplacementspage148
11. Justification vis-à-vis de l'effet P-page151
12. calcul du pourcentage de participation des voilespage.155

Chapitre VII : Ferrailage de la structure

- Ferrailage des portiques.....page158
- Les poteaux.....page158
 - Les poutrespage182

Chapitre VIII : Ferrailage des voilespage 196

Chapitre IX : Etude des fondations

1. Introduction.....page216
2. Choix de type de fondation..... page217
3. Etude du radier général..... page224
 - Ferrailage du radier..... page236
 - Ferrailage du débord..... page242
 - ferrailage de la nervure..... page244

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation.

Durant ce travail on va essayer de mettre en application et d'approfondir nos connaissances acquises dans le domaine du génie civil.

On va concentrer nos efforts pour satisfaire les principales exigences de la construction à savoir :

- Résistance
- Durabilité
- Confort
- Et économie

Et cela toute en respectant les normes et les règlements du génie civil.

Chapitre I :

Chapitre I : **Présentation de l'ouvrage** *Présentation de l'ouvrage*

I-1 : Introduction :

Afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage pendant et après réalisation et assurer une protection acceptable, il faut faire une étude précise en s'appuyant sur des règlements tels que le BAEL 91(modifié 99), le RPA 99 (modifier 2003) et le DTR-BC 22 (charges et surcharges d'exploitations).

I.2 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+9**) à usage d'habitation. Il Comporte 40 logements, 4 pour chaque étage. L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2, ouvrage d'importance moyenne** ». Implanté à Alger, ville située en **zone III**, de sismicité élevée, selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bar

I.1.1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Le bâtiment à étudier a les dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du RDC..... 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 30.60 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan29.9m.
- Largeur totale du bâtiment en plan19.3m.
- Hauteur de l'acrotère0.7m.

I.1.2 : Définition des éléments de l'ouvrage:

▪ Ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 11 mètres ou 3 niveaux en zone III, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou un contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Dans notre cas on opte pour une structure constituée par voiles porteur en béton armé.

▪ Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

Dalle pleine en béton armé:

Des dalles pleines en béton armé prévues au niveau de la salle machine, pour les balcons et les porte-à-faux.

Plancher à corps creux:

Le plancher à corps creux est prévu pour les étages courant et la terrasse.

▪ Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers, « Escalier droit » à deux volées et un palier de repos qui tourne autour d'une (cage d'ascenseur). Les escaliers sont coulés sur place.

- **Cage d'ascenseur :**

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

- **Terrasse:**

La terrasse du bâtiment est inaccessible

- **Maçonnerie :**

Les murs sont réalisés en briques creuses,

On distingue :

- Mur extérieur double cloison (10+10cm) avec une lame d'air de 5cm.
- Mur médiane (séparation entre deux logements), double cloison (10+10cm) avec une lame d'air de 5cm.
- Mur intérieur (une cloison 10 cm).

- **Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Le mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

- **L'acrotère:**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Le coffrage :**

On utilise le coffrage traditionnel en bois et le coffrage Métallique.

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3 : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-2-1- Béton :

Le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

➤ **Matières constitutives du béton:**

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ◆ 350 kg de ciment de CPJ 42.5
- ◆ 400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- ◆ 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ◆ 175 L d'eau de gâchage

➤ **Caractéristiques mécaniques du béton:**

◆ **Résistances caractéristiques :**

Compte tenu de la durée des réactions chimiques le béton est défini par sa résistance à la compression et sa résistance à la traction.

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} ,

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $< 28j$, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4.46 + 0.83j)} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1.40 + 0.95j)} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour le présent projet, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

b- Résistance caractéristique à la traction

On détermine à l'âge de 28j la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} à partir de sa résistance à la compression. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (\text{ Art A-2-12 BAEL91})$$

Pour notre cas $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = \mathbf{2.1 \text{ MPA}}$

Remarque :

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

▪ Les contraintes limites :**à l'ELU :**

la contrainte limite du béton à l'ELU notée f_{bc} est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b \theta} f_{c28}$$

Avec : $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

$\theta = 1$ la durée probable d'application d'action $> 24 \text{ h}$

Dans notre cas $f_{bc} = \mathbf{14.2 \text{ MPA à 28 jours}}$

Remarque :

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton qui est un phénomène de déformation déferé.

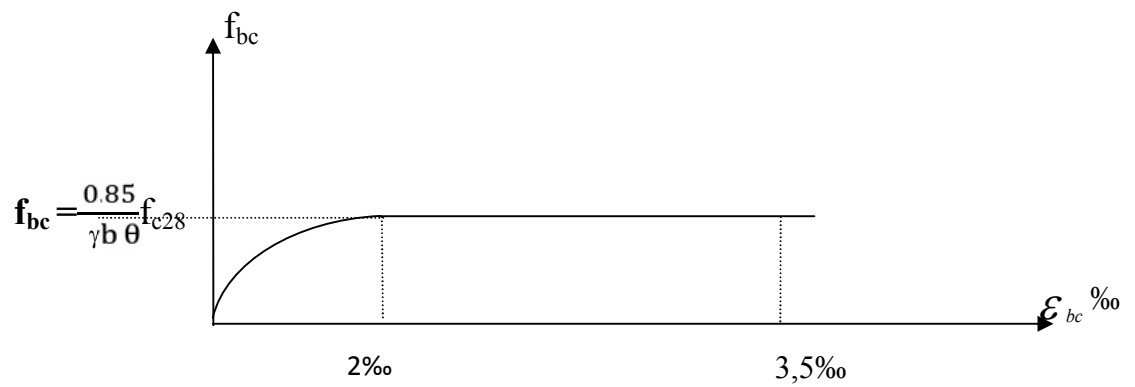


Figure (I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

à l'ELS :

la contrainte limite de service de béton à la compression est donné par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{Art A-5-1-21 BAEL91})$$

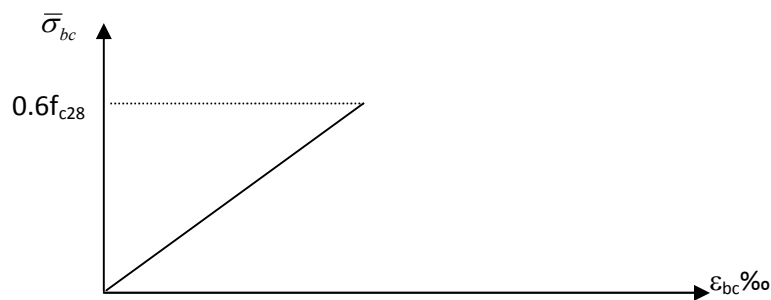


Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \quad \text{MPa}$$

▪ **Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types :

a- Le module d'élasticité instantané :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A-2.1.21 BAEL91})$$

D'où : $E_{i28} = 32164,2 \text{MPa}$

b- Le module d'élasticité différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

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

D'où : $E_{v28} = 10721,4 \text{MPa}$

c- Le module d'élasticité transversale :

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

➤ **Coefficient de Poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

(Art A2.18 BAEL91)

I-2-2 Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par une bonne résistance à la traction, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Module de déformation longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	ε_{es} ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	
Treillis	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Dans notre projet, nous aurons à utiliser des barres HA en fe400 pour le ferrailage des éléments, et un treillis soudé $\phi \leq 6\text{mm}$ 520 MPA pour les planchers.

Contraint limite de l'acier :**♦ Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_s = E_s \cdot \sigma_s$$

σ_s : contrainte limite ultime de l'acier.

$$\left(\sigma_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right)$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

$$\sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa}$$

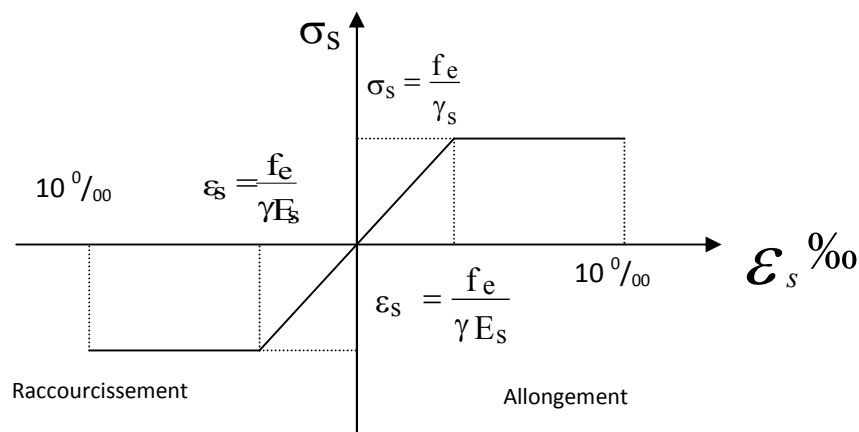


Figure I.3 diagramme contraintes déformations de l'acier

♦ Contrainte à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible :

pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art 4.5.32 BAEL91})$$

2. Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \text{ (MPa)} \quad (\text{Art 4.5.35 BAEL91})$$

3. Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \text{ (MPa)} \quad (\text{Art 4.5.34 BAEL91})$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA) $\geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3$ pour les aciers (HA) $< 6\text{mm}$

▪ Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté η est donné par le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

▪ Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures contre les effets des intempéries et autres agents agressifs extérieur, 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 brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations;

I.3 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-3-1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

▪ **Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

▪ **Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ♦ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\eta =15$).

LE DTR B C42 [RPA (Règlement Parasismiques Algérien)]:

Il fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismiques. Ils visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour les ouvrages courants, les objectifs ainsi visé consistent à doter la structure :

- D'une **rigidité** et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement élastique face à un séisme modéré (fréquent).
- D'une **ductilité** et d'une capacité de dissipation d'énergie pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastique avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, (plus rare).

Pour certains ouvrages importants, il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme.

LE DTR B C22 [les charges permanentes et les charges d'exploitations] :

Il comporte les charges permanentes et les charges d'exploitations des éléments constituant les bâtiments, leur mode d'évaluation et leurs valeurs à introduire dans le calcul.

Chapitre II:

Chapitre II:

Pré-dimensionnement des éléments

II.1.INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui le constituent, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges et surcharges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.2. PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS :

II-2-1) Plancher à corps creux :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5}$$

avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles. (Longueur entre nus d'appuis)

$$L=550-30=520[\text{cm}].$$

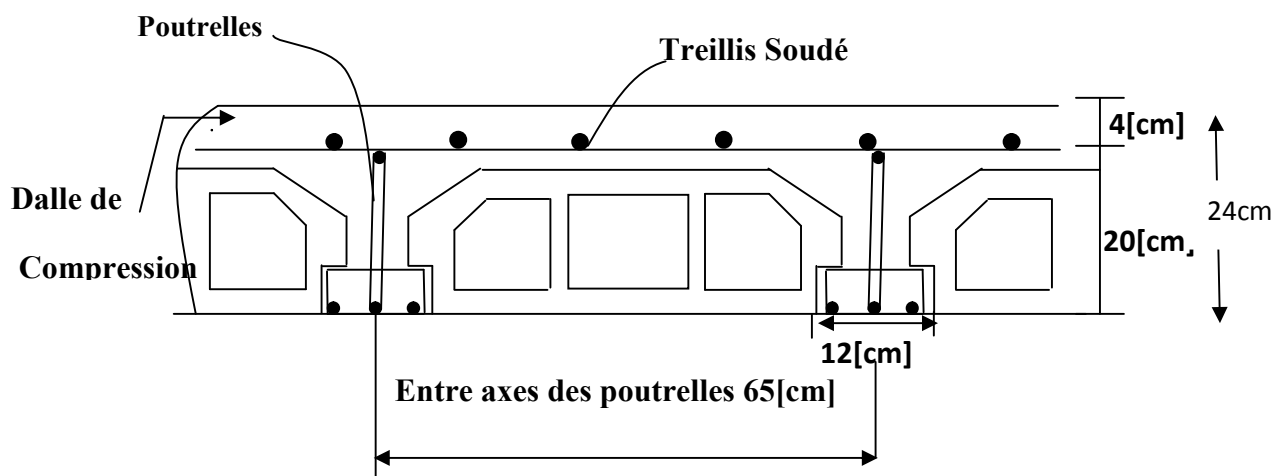
$$h_{tp} \geq \frac{520}{22,5} = 23.11[\text{cm}]. \rightarrow \text{Alors on adopte un plancher de } 24[\text{cm}] \text{ d'épaisseur.}$$

Soit : $(20+4)$ qui sera valable Pour tous les étages courants :

- { 20[cm] la hauteur du corps creux
- { 4[cm] la hauteur de la dalle de compression.

Conclusion :

Donc on adoptera un plancher de 24[cm] composé d'un hourdis de 20[cm] et une dalle de compression d'épaisseur de 4[cm].



FigII-1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimal de :

- { $e \geq 7$ [cm] pour 1 heure de coupe feu.
- { $e \geq 11$ [cm] pour 2 heures de coupe feu.

On a $h_t = 24$ [cm] donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II-2-2) les poutres :

Se sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le BAEL91 les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

La hauteur :

$$\bullet \frac{\ell}{15} \leq h_t \leq \frac{\ell}{10}$$

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre.

ℓ : Portée libre maximale entre axe des poteaux dans le sens considéré.

La largeur :

La largeur est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

b : largeur de la poutre.

II-2-3-a) Sens longitudinal (poutre principale) :**•La hauteur de la poutre :**

on a $\ell_{\max} = 550$ [cm].

$$\frac{550}{15} \leq h_t \leq \frac{550}{10} \quad \rightarrow 36.6 \leq h_t \leq 55$$

On prend $h_t = 45$ [cm].

•La largeur de la poutre :

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \rightarrow 20 \leq b \leq 35 [cm].$$

On prend $b=30[cm]$.

II-2-3-b) Sens transversal (poutre secondaire) :

•La hauteur de la poutre est : on a $\ell_{\max} = 540[cm]$.

$$\frac{540}{15} \leq h_t \leq \frac{540}{10} \rightarrow 36 \leq h_t \leq 54$$

On prend $h_t=40[cm]$.

•La largeur de la poutre :

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 [cm].$$

On prend $b=30[cm]$.

Les dimensions trouvées ci-dessus doivent satisfaire les conditions de RPA99 modifiée 2003/Art7.51 suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 [cm]. \\ h \geq 30 [cm]. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases}$$

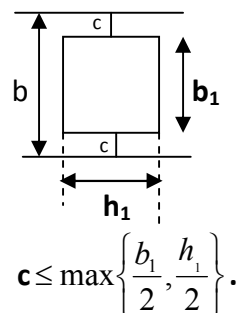
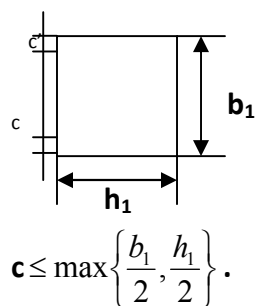


Fig II-2 : dimensions à respecter par les poutres.

Vérification :

$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h = 40 \geq 3 \text{ cm}$ condition vérifiée.

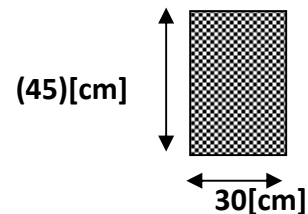
$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

Conclusion :

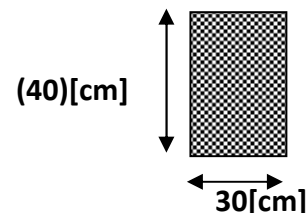
On remarque que les dimensions trouvées vérifient les conditions du RPA 99 révisé 2003 Art 7.51.

Les sections des poutres adoptées sont alors :

• **Sens longitudinal : (poutres principales)**
(45x30) [cm²]



• **Sens transversal: (poutre secondaires PS) :**
(40x30) [cm²].

**II-2-4) les poteaux :**

Le pré dimensionnement de poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, en supposant que le béton reprend l'effort normal : $N_s = G + Q$.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante :

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

$$\text{avec } \begin{cases} S : \text{section de poteau} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{contrainte limite de service de béton en compression.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

L'effort N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.

Pour notre ouvrage le poteau le plus sollicité est le poteau (C-2)

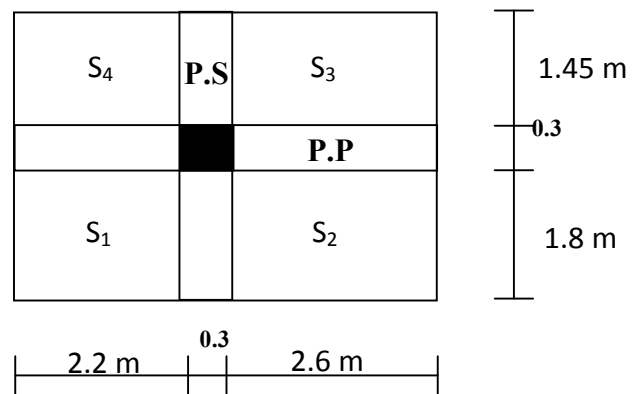


Fig II-3: aire du plancher revenant au poteau le plus charge (C-2)

II.4.2) Détermination des charges et surcharges :

▪ Charges permanentes :

1- Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.8
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	1	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.24	--	3.1
7	Enduit de plâtre	.02	0.1	0.20
Charge permanente totale Gt				6.24

Tableau II-1 : Détermination de la charge permanente du Plancher terrasse

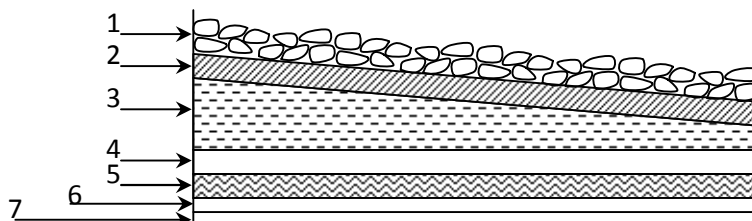


Fig.II.4. Coupe verticale d'un plancher terrasse.

2- Plancher étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.24	/	3.10
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	/	0.90
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				5.64

Tableau .II.2. Détermination de la charge permanente du Plancher étage courant

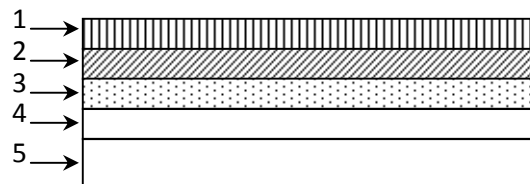


Fig .II.5. Coupe verticale d'un plancher étage courant -

3- Les Murs :

a) Murs extérieurs

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

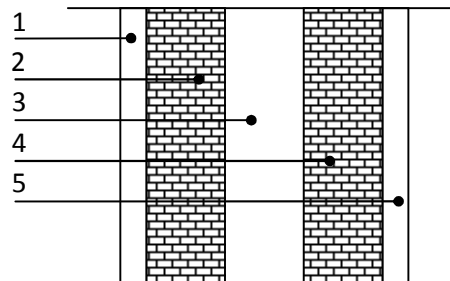


Fig.II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.44
2	Briques creuses	15	/	1.30
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	/	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				2.84

Tableau II-3 : détermination de la charge permanent pour les murs extérieurs

b) Murs de séparation entre 02 logements : en double cloison de 25 cm d'épaisseur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
Charge permanente totale G_t				2.10

Tableau II-4 détermination de la charge permanent pour les murs séparation

c) Murs intérieurs

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

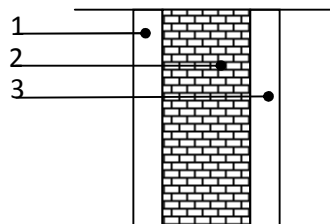


Fig.II.7. Coupe horizontale d'un mur de séparation

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
Charge permanente totale G_t				1.2

Tableau II-5 détermination de la charge permanent pour les murs intérieurs

4- Balcon

Notre bâtiment présente un seul type de balcon ; un balcon supportant un garde corps en brique associé a des barreaux métalliques.

Le balcon sera en dalle pleine d'épaisseur « e_b » supporte un revêtement en carrelage.

« i_b » étant la largeur de balcon, « e_b » devra vérifier l'inégalité suivante

$$e_b \geq \frac{i_b}{10}$$

Pour les balcons de 1.75 m

$$e_b \geq \frac{1.75}{10} = 17.5 \text{ cm}$$

On prendra e_b = 18 cm

Pour les balcons de 1.35m

$$e_b \geq \frac{1.35}{10} = 13.5 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de 14 cm

5- L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre

$$G = \left[(0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.963 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

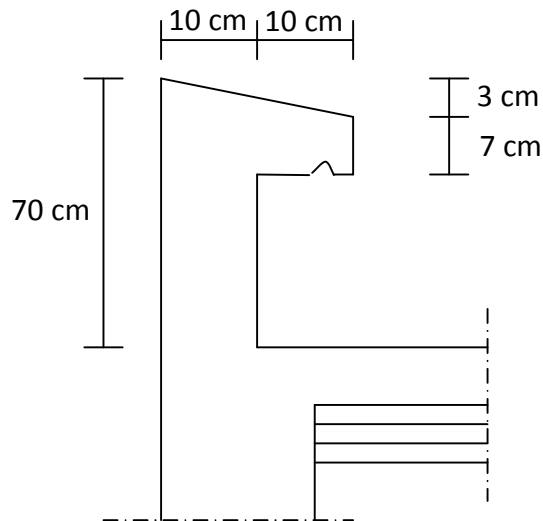


Fig. II.8. Dimensionnement de l'acrotère.

▪ Surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse Q = 1,00 kN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q = 1,50 kN/m²
- Plancher du RDC..... Q = 1,50 kN/m²
- L'acrotère..... Q = 1,00 kN/ml
- L'escalier..... Q = 2,50 kN/m²
- Balcons..... Q = 3,50 kN/m²

II.4.2) Poids propre des éléments :**Surface d'influence revenant au poteau C2 :**

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

$$S_1 = (2.2 \times 1.45) = 3.19 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (2.6 \times 1.45) = 3.77 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.2 \times 1.8) = 3.96 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = (2.6 \times 1.8) = 4.68 \text{ m}^2.$$

$$S = 15.6 \text{ m}^2.$$

Poids propre du plancher terrasse

$$P_{pt} = G_t \times S = 6.24 \times 15.6 = 97.34 \text{ KN}.$$

Poids propre du plancher étage courant

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.64 \times 15.6 = 87.98 \text{ KN}.$$

Poids des poutres**- Poutres principales**

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 4.8) \times 25 = 16.2 \text{ KN}.$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = (0.3 \times 0.40 \times 3.25) \times 25 = 9.75 \text{ KN}.$$

Donc le poids des poutres : $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s}$.

$$P_{tot} = 25.95 \text{ KN}.$$

II-4-2-b) Surcharges d'exploitation :

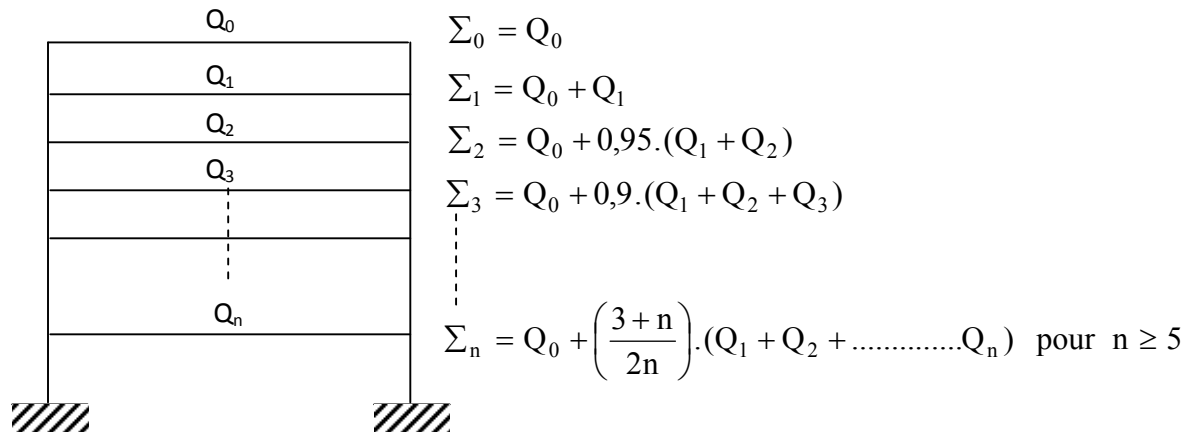
La surface d'influence $S_Q = 15.6 \text{ m}^2$

- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 15.6 = 15.6 \text{ KN}$

- plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 15.6 = 27,0225 \text{ KN}$

II.4.3. Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



Coefficients de dégression des surcharges

niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
coéf	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.66

Tableau II-5

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 15.6 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.6 + 23.4 = 39 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 15.6 + 0,95(2 \times 23.4) = 60.06 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.6 + 0,90(3 \times 23.4) = 78.78 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.6 + 0,85(4 \times 23.4) = 95.16 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.6 + 0,80(5 \times 23.4) = 109.2 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.6 + 0,75(6 \times 23.4) = 120.9 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.6 + 0,71(7 \times 23.4) = 131.9 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.6 +$$

$$0,68(8 \times 23.4) = 114.9 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.6 +$$

$$0,66(9 \times 23.4) = 154.6 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plnch	G ptre	G pot	G tot	G cum	Q plnch	Q cum	N=Gc+Qc	S trou	S adop
9	97.34	25.95	6.66	123.2 9	123.29	15.6	15.6	138.89	97.810	30x30
8	87.98	25.95	6.66	120.5 9	243.88	23.4	39	282.88	199.211	30x30
7	87.98	25.95	6.66	120.5 9	364.47	23.4	60.06	424.53	298.965	30x30
6	87.98	25.95	9.37	120.5 9	485.06	23.4	78.78	563.84	397.070	35x35
5	87.98	25.95	9.37	123.3	608.36	23.4	95.16	703.52	495.437	35x35
4	87.98	25.95	9.37	123.3	731.66	23.4	109.2	840.86	592.155	35x35
3	87.98	25.95	12.24	123.3	854.96	23.4	120.9	975.86	687.225	40x40
2	87.98	25.95	12.24	126.1 7	981.13	23.4	131.9	1113.03	783.824	40x40
1	87.98	25.95	12.24	126.1 7	1107.3	23.4	142.9	1250.2	880.423	40x40
RDC	87.98	25.95	12.24	126.1 7	1233.4 7	23.4	154.6	1388.07	977.514	40x40

Tableau II-6 : dimensions des poteaux**NB :**

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec } \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ;h)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (b ;h)} \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{2} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Pour le RDC (poteau 40x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ;h)}= 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min (b ;h)} \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{2} < \frac{b}{h} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pour l'étage courant (poteau 30x30)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ;h)}= 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min (b ;h)} \geq h_e / 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{2} < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pour l'étage courant (poteau 35x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ;h)}= 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min (b ;h)} \geq h_e / 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{2} < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

Les vérifications :

Pour le RDC (poteau 40×40) cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.55 < 50$.

Pour le 1^{er}, au 3^{ème} étage (poteau 40×40)cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.55 < 50$.

Pour le 4^{ème} au 6^{ème} étage (poteau 35×35) cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.20 < 50$.

Pour le 7^{ème} au 9^{ème} étage (poteau 30×30) cm² : $l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

6- Les voiles

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

Selon le RPA 99 ADDANDA2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 e_p$.

Avec : e_p : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

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

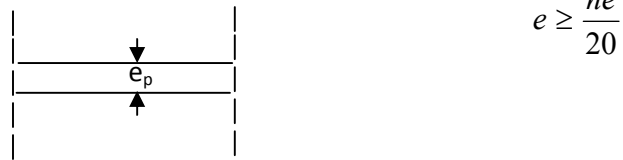
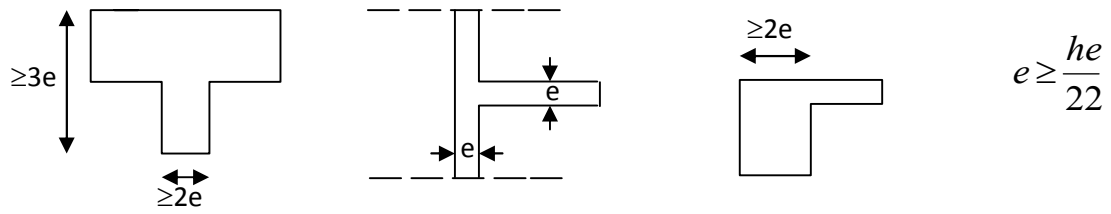
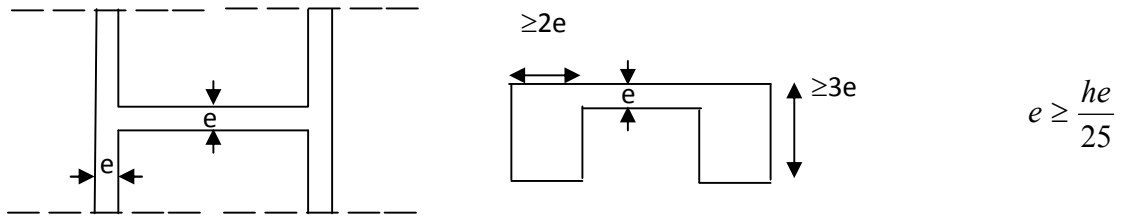


Fig.II.8.Coupe de voile en plan

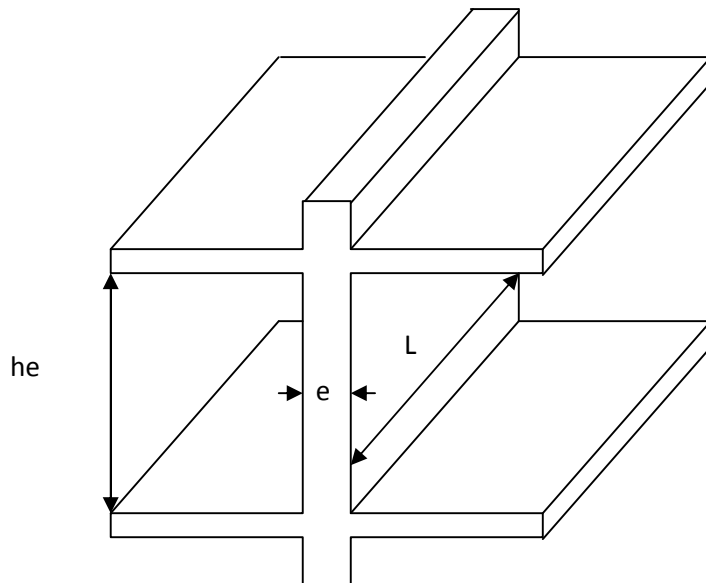


Fig.II.9.Coupe de voile en élévation

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

$$h_e = h_{\max} = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } \frac{h_e}{20} = \frac{2.82}{20} = 0.141 \text{ m} \Rightarrow e_p \geq 14.1 \text{ cm} \quad \text{on prend : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 15 = 60 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

Chapitre III:

Chapitre III:
Calcul des éléments

III-1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, et qui n'ont pas de fonction porteuse ou de contreventement (escaliers, les planchers, les balcons, la salle machine acrotère,)

III-1-1 : L'Acrotère :

Cette ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à un consol encastré dans la poutre du plancher terrasse.

Le consol est soumis à un effort G dû a son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

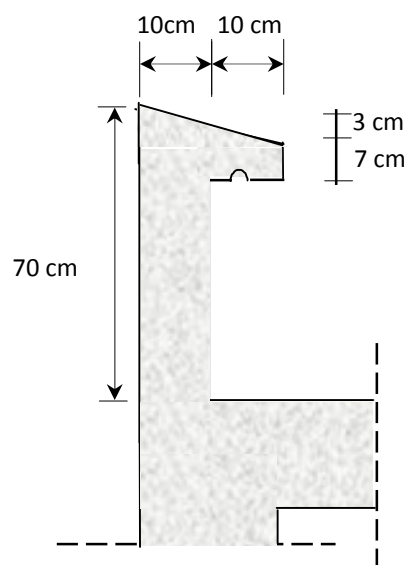


Fig .III.1. Coupe transversale de l'acrotère

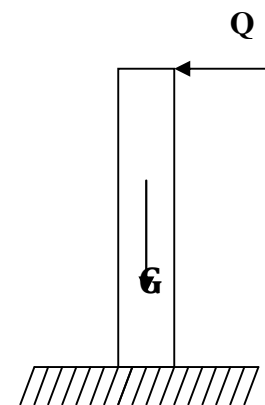


Fig .III.2. Schéma statique

III-1-1-1 : détermination des sollicitations:

Les calculs se feront pour une bande de 1m et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

G: poids propre =1.963 kN/ml.

Q : surcharge d'exploitation=1 kN/ml.

$N = G \times 1 = 1.963 \text{ KN}$ effort normal dû au poids propre

$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$ effort tranchant

$M = Q \times h \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$

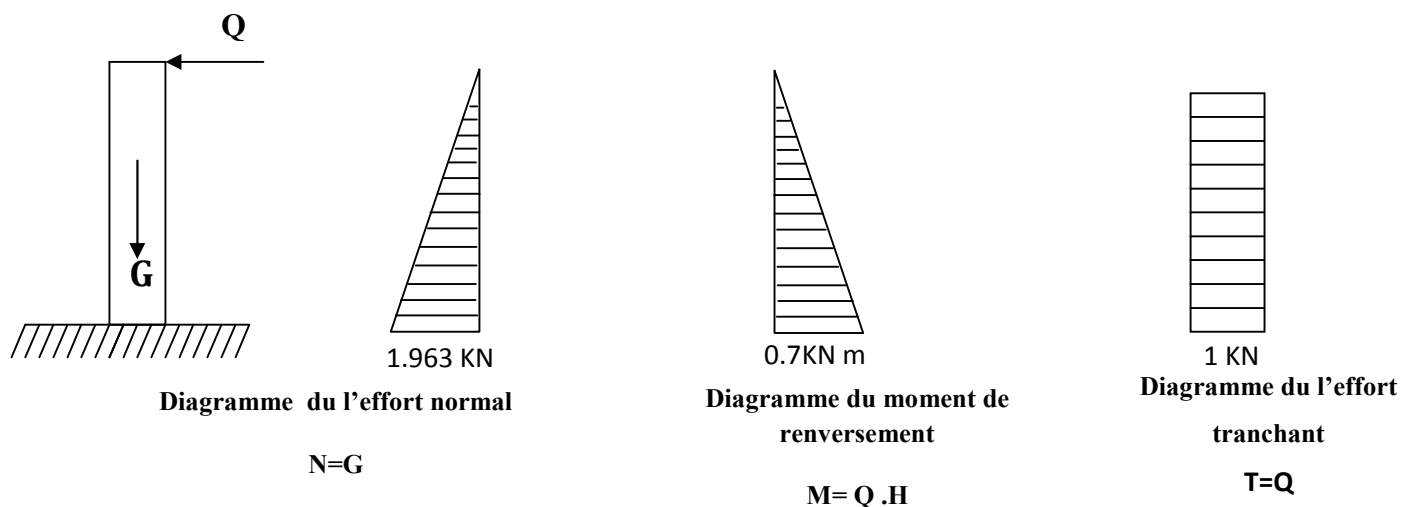
Diagrammes des efforts :

Fig.III.3. Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

Combinaison de charge :

ELU :

$$N_u = 1,35.N_G = 1,35. 1,963 = 2,65 \text{ KN/ml}$$

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

$$T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_{ser} = N_G = 1,963 \text{ KN/ml .}$$

$$M_{ser} = 1 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

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

III-1-1-2: Ferrailage de l'acrotère:

Calcul des armatures a l'ELU :

Le calcul consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion composée.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

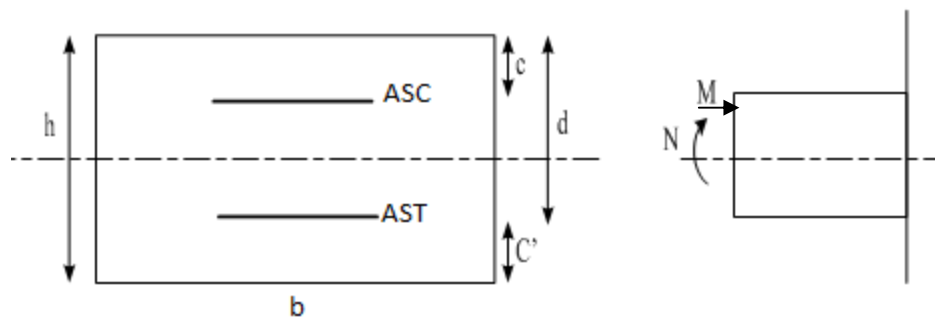


Fig III-4 : schéma de calcul de l'acrotère

Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.05}{2.65} = 0.396 \text{ m}$$

$$= 39.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul en flexion simple:

Moment fictif:

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 39.62 + 3 = \mathbf{42.62 \text{ cm}}$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.65 \times 42.62 = \mathbf{1.129 \text{ KN.m}}$$

Moment réduit:

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,13 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0161 < \mu_r = 0,186 \Rightarrow S.S.A \quad A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,992$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,13 \times 10^3}{0,992 \times 8 \times 348} = 0,408 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (flexion composée):

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.408 - \frac{2.65 \times 10}{348} = 0.332 \text{ cm}^2$$

III-1-1-3 : Vérification :**Condition de non fragilité (BAEL Art A.4.2.1)**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7 \times 10^2}{1.963} = 35.65 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.65 - 0.445 \times 8}{35.65 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.332 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Espacement des barres

-Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.} \quad S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1 / BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5 MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u: \text{ effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.187 MPa \leq \bar{\tau} = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa.$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.206 MPa.$$

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}^2 .$$

$$\tau_{se} = 0.206 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est très préjudiciable, on doit donc vérifier la condition suivante :

Dans les aciers:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_u \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [(226,67, 201,63)] = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0,2512 \Rightarrow \beta_1 = 0,939$$

$$= 0.183$$

$$\Rightarrow k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,183}{15(1-0,183)} = 0,0149$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 1000}{0,939 \times 8 \times 2.01} = 46.36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46.36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton:

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,015 \times 46.36 = 0.695 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.695 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \quad f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99/03)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)(tab 4-1 RPA99/03)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires (tab 6-1 RPA99/03)

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1.675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

III-2 : Les Planchers :

Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant des étages reportant les revêtements et les surcharges ils assurent principalement les fonctions suivantes :

- Fonction de résistance mécanique.
- Fonction d'isolation.

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux d'une dalle de compression (20+4) (cm) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

a- Ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit être armée d'un quadrillage de barre dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser (20 cm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et inférieure à (33 cm) pour les armatures parallèles.

Armatures \perp aux poutrelles :

$$A \geq \frac{200}{f_e} \text{ si } L' \leq 50 \text{ cm}$$

$$A \geq \frac{4L}{f_e} \text{ si } 50 \leq L' \leq 80 \text{ cm}$$

L' : entraxe des poutrelles en (cm)

$$\text{Dans notre cas } L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow A \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{//} = 4T4 = 0.5 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

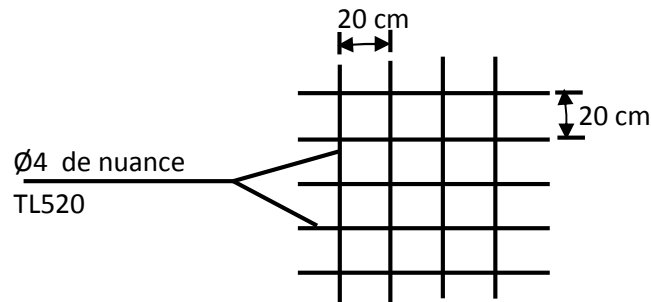


Fig.1: ferrailage de la dalle de compression

b- Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera pour la plus grande travée de l'étage le plus défavorable. Ces poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

Etape 1 : avant coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

L'entraxe des poutrelles est $a=65$ cm

1- Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G1=0.12 \times 0.04 \times 25=0.12$ kn/ml
- Poids propre du corps creux : $G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62$ kn/ml

$$G_{\text{total}}=0.12+ 0.62 = 0.74 \text{ kn.ml}$$

- La surcharge de l'ouvrier : $Q= 1$ [KN/ml]

2- ferrailage à l'ELU :

Combinaison de charge:

✓ **La combinaison de charge:** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
 $q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$

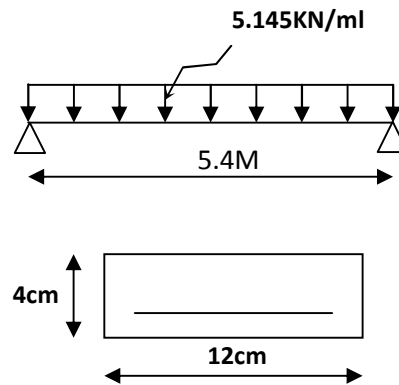


Fig2 : Schéma statique de calcul de la poutelle.

L : c'est la distance entre nu d'appuis = $5.4 - 0.45 = 4.95$ m

d : c'est la hauteur utile.

Calcul du moment à mi-travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.95^2}{8} = 7.65 \text{ [KN.m]}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 6.18 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutelle :

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

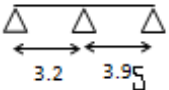
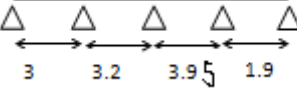
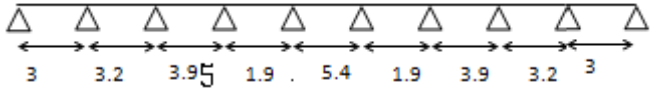
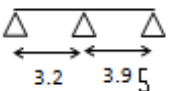
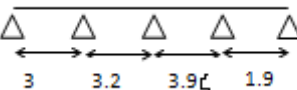
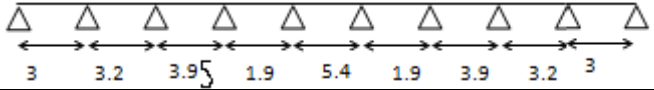
$$\mu_b = \frac{\mu_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.65 \times 10^3}{120 \times 2^2 \times 14,2} = 1.12$$

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Comme la section de la poutelle 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 (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Etape 2: après le coulage de la dalle de compression :

Notre structure présente différents types de poutrelles, elles sont représentées dans le tableau suivant :

plancher	type	Schémas
Plancher terrasse	Poutrelle type1	
	Poutrelle type2	
	Poutrelle type3	
Plancher étage courant	Poutrelle type1	
	Poutrelle type2	
	Poutrelle type3	

Tab.1: schémas des différents types de poutrelles

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en « T » reposante sur plusieurs appuis.

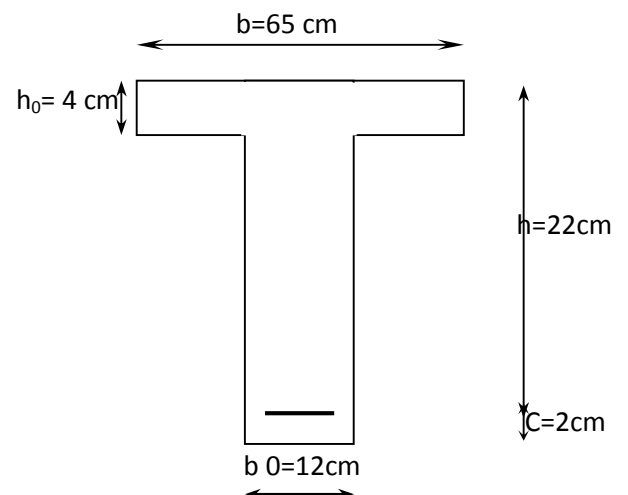


Fig 3 : détermination des paramètres

Les charges et les surcharges (son poids propre, celui de corps creux et de la dalle de compression ainsi que les charges d'exploitations) seront supposées uniformément répartis sur l'ensemble de la poutrelle.

Notre poutrelle (de type 3) est soumise aux charges suivantes :

Terrasse :

- poids du plancher : $G = 6.24 \times 0.65 = 4.056 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

Combinaison d'actions :

- à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6.4506 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $Q_s = G + Q = 4.70 \text{ KN/ml}$

On peut considérer uniquement les charges et surcharges du plancher terrasse (cas le plus sollicité)

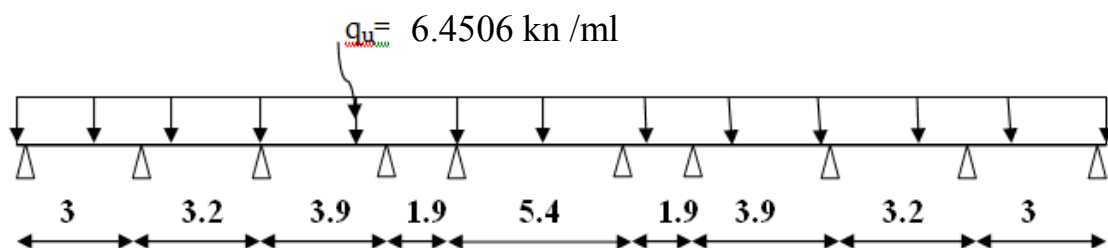


Fig4 : schéma statique de la poutrelle

Calcul de la table de compression:

La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

- $b_1 \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$
- $b_1 \frac{l_1}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$
- $b_1 \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{510}{2} = 170 \text{ cm}$

$$b_1 = \min(26.5, 51, 123.3) = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5 + 12) = 65 \text{ cm}$$

Choix de la méthode de calcul :

1) vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a- $Q \leq \max(2G, 5kN)$

On a: $Q = 1.50 \text{ KN/ml} < 2 \times 5,24 \text{ KN/ml}$

$Q = 1,50 \text{ KN} < 5 \text{ KN}$ **Condition vérifié**

b- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow **condition vérifiée**

c- les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

On a : $\frac{L_4}{L_5} = \frac{1.9}{5.4} = 0.35 \Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

Conclusion : il y'a une condition non vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On peut utiliser la méthode de Caquot ou celle des trois moments.

Rappel sur la méthode des trois moments :

▪ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

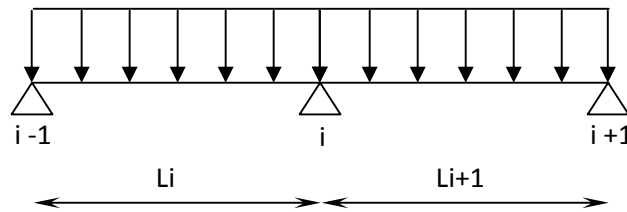
$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement

• **Equation simplifiée :**

$$M_{(i-1)}L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + L_{i+1}M_{(i+1)} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$



▪ **Moment en travées :**

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée}$$

(i+1)

$$\mu(X_i) = q \cdot \frac{L_i}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

$$X_i = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$L' \text{appui 1 : } 6M_1 + 3M_2 = -6.75 q_u$$

$$L' \text{appui 2 : } 3M_1 + 12.4M_2 + 3.2M_3 = -14.942q_u$$

$$L' \text{appui 3 : } 3.2M_2 + 14.3M_3 + 3.95M_4 = -23.599 q_u$$

$$L' \text{appui 4 : } 3.95M_3 + 11.7M_4 + 1.9M_5 = -17.122q_u$$

$$L' \text{appui 5 : } 1.9M_4 + 14.6M_5 + 5.4M_6 = -41.080q_u$$

$$L' \text{appui 6 : } 5.4M_5 + 14.6M_6 + 1.9M_7 = -41.080q_u$$

$$L' \text{appui 7 : } 1.9M_6 + 11.7M_7 + 3.95M_8 = -17.122q_u$$

$$L' \text{appui 8 : } 3.95M_7 + 14.3M_8 + 3.2M_9 = -23.599q_u$$

$$L' \text{appui 9 : } 3.2M_8 + 12.4M_9 + 3M_{10} = -14.942q_u$$

$$L' \text{appui 10 : } 3M_9 + 6M_{10} = -6.75q_u$$

La résolution du système d'équation nous donne les résultats suivants :

M_1	$-0.786 q_u$	-5.01 kn.m
M_2	$-0.678 q_u$	-4.4 kn.m
M_3	$-1.305 q_u$	-8.4 kn.m
M_4	$-0.700 q_u$	-4.5 kn.m
M_5	$-1.988 q_u$	-12.82 kn.m
M_6	$-1.987 q_u$	-12.82 kn.m
M_7	$-0.704 q_u$	-4.5 kn.m
M_8	$-1.294 q_u$	-8.4 kn.m
M_9	$-0.681 q_u$	-4.4 kn.m
M_{10}	$-0.784 q_u$	-5.01 kn.m

Tableau 2: les moments aux appuis.

Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X$$

L=3m	X1	1.536	$\mu(x1)$	7.252	M_{tmax}	2.54
L=3.2m	X2	1.404	$\mu(x2)$	8.132	M_{tmax}	2
L=3.95m	X3	2.128	$\mu(x3)$	12.504	M_{tmax}	6.2
L=1.9m	X4	0.272	$\mu(x4)$	1.429	M_{tmax}	-4.3
L=5.4m	X5	2.700	$\mu(x5)$	23.510	M_{tmax}	10.7
L=1.9m	X6	1.625	$\mu(x6)$	1.440	M_{tmax}	-4.3
L=3.95m	X7	1.826	$\mu(x7)$	12.508	M_{tmax}	6.2
L=3.2m	X8	1.792	$\mu(x8)$	8.138	M_{tmax}	2
L=3m	X9	1.466	$\mu(x9)$	7.252	M_{tmax}	2.54

Tableau3 : les moments en travée

Remarque :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela, on diminue les moments aux appuis de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3.

En tenant compte des corrections on aura les résultats suivants :

M_i diminué KN.m		$M_t(x)$ majoré	
Appuis 1	-3.3	KN.m	
Appuis 2	-2.9	Travée 1-2	3.38
Appuis 3	-5.6	Travée 2-3	2.67
Appuis 4	-3.02	Travée 3-4	8.27
Appuis 5	-8.54	Travée 4-5	-5.7
Appuis 6	-8.54	Travée 5-6	14.25
Appuis 7	-3.02	Travée 6-7	-5.7
Appuis 8	-5.6	Travée 7-8	8.27
Appuis 9	-2.9	Travée 8-9	2.67
Appuis 10	-3.3	Travée 9-10	3.38

Tableau 3 : les moments corrigés.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \Rightarrow \quad T(X) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ \text{Pour } x=L \quad \Rightarrow \quad T(X) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

Les moments réduits sur appuis seront en valeur absolue

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_w = 9.520 \text{ KN} \\ T_e = -9.829 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_w = 11.22 \text{ KN} \\ T_e = -9.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_w = 11.871 \text{ KN} \\ T_e = -13.605 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} T_w = 9.042 \text{ KN} \\ T_e = -3.212 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} T_w = 17.414 \text{ KN} \\ T_e = -17.415 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \begin{cases} T_w = 3.223 \text{ KN} \\ T_e = -9.031 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (7-8)} : \begin{cases} T_w = 13.381 \text{ KN} \\ T_e = -12.096 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (8-9)} : \begin{cases} T_w = 9.496 \text{ KN} \\ T_e = -11.143 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (9-10)} : \begin{cases} T_w = 9.822 \text{ KN} \\ T_e = -9.527 \text{ KN} \end{cases}$$

Longueur [m]	Ti(x=0)[KN]	Ti+1(x=li)
3	9.5	-9.8
3.2	11.2	-9.5
3.95	11.8	-13.6
1.9	9.3	-3.2
5.4	17.4	-17.4
1.9	3.2	-9.3
3.95	13.6	-11.8
3.2	9.5	-11.2
3	9.8	-9.52

Tableau 3 : les efforts tranchants

Remarque:

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 14.257 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = -8.548 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Ferrailage à l'ELU :

La section est en forme T soumise à une flexion simple

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 24\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 22\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

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

En travées :

$$M_{\text{max}} = 14.257 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,22 - 0,02)$$

$$M_0 = 73.84 \text{ KN.m}$$

$$M'_{\text{max}} < M_0 \Rightarrow L' \text{ axe neutre est dans la table de compression}$$

Donc on calcul une section rectangulaire de section $b=65 \text{ cm}$ et $h=24\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.257 \times 10^5}{65 \times 22^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0319$$

$$\mu = 0,0319 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,0319 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.257 \times 10^5}{0,984 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_{\max} = -8.548 \text{ kN.m}$$

Le moment étant négatif, la zone tendue se trouve dans la table et comme le béton tendu est négligé on va donc considéré la section en T comme une section rectangulaire

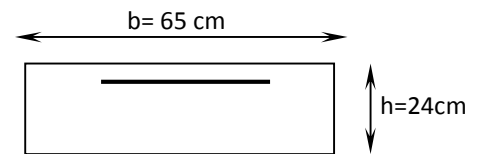
$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 24 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.548 \times 10^3}{12 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,1036 < \mu_R = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,103 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_a = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.548 \times 10^3}{0,945 \times 22 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



Vérifications à L'ELU:

Vérification à la condition de non fragilité : [Art A 4.2 ,1/BAEL 99]

On doit vérifiée que $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,318 \text{ cm}$$

- **En travée:** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,318 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,318 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est nettement supérieure à Amin, donc la condition est vérifiée.

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les haute adhreence

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

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

Avec : U_i : périmètre utile de la barre $U_i = \pi\phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{17.415 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3.14 \times 3 \times 10} = 0.933 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition verifiée .

Langueur de scellement: (BAEL99.Art. A-6-1-2)

Elle correspond à la longueur d'aciers nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé .

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835$
pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352 \text{ mm} = 35.2 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L \ 40\Phi \ S = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4LS$

$L_a = 0.4 \times 40 = 22.4 \text{ cm} \rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{24}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,68 \text{ cm}$$

$\phi_{l_{\max}}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

h: hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2TL520 \phi 5 = 0,57 \text{ cm}^2$$

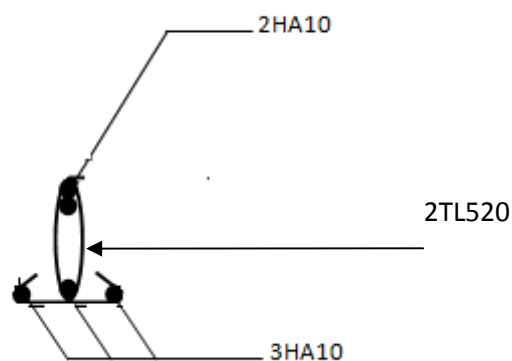


Fig5 : schéma ferrailage de la poutrelle

L'espacement entre cadre :

$$St_1 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22 ; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,6 \times 235}{0,4 \times 12} = 29,37 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 f_e A_T}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,6}{(0,659 - 0,3 \times 2,1) 12} = 32,41 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{17,415}{12 \times 22} = 0,659 \text{ MPA}$$

$$St = \min (St_1, St_2, St_3) = 19,8 \text{ cm}$$

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

Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99.)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17,415}{12 \times 22} = 0,659 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 3,26 ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99.)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \leq 0,9d \times b_0 = 158,4 \text{ KN}$$

$$17,415 < 158,4 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$\text{Appuis de rive : } M_{\max} = 3,379 \text{ kn.m}$$

$$A=1.57 > \frac{1.15}{400} \left(17.415 - \frac{3.379}{0.9 \times 0.22} \right) 10^3 = 1.004 \text{mm}^2 = 0.01 \text{cm}^2$$

$A = 1.57 > 0.01 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

Appuis intermédiaires : $M_{\max}=14.254 \text{ kn.m}$

$$A=1.57 > \frac{1.15}{400} \left(17.415 - \frac{14.254}{0.9 \times 0.22} \right) 10^3 = 156 \text{mm}^2 = -1.56 \text{cm}^2$$

$A = 1.57 \geq -1.56 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

Calcul à l’ELS:

La combinaison de charge: $q_s = G + Q$

$$q_s = (5.92 + 1) \times 0.65 = 4.498 \text{ kn .m}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l’ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l’ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.498}{6.45} = 0.69$$

M_i diminué KN.m		$M_t(x)$ majoré	
Appuis 1	-2.3	KN.m	
Appuis 2	-2.02	Travée 1-2	2.33
Appuis 3	-3.8	Travée 2-3	3.83
Appuis 4	-2.08	Travée 3-4	5.7
Appuis 5	-5.9	Travée 4-5	-3.95
Appuis 6	-5.9	Travée 5-6	9.83
Appuis 7	-2.08	Travée 6-7	-3.95
Appuis 8	-3.8	Travée 7-8	5.7
Appuis 9	-2.02	Travée 8-9	3.83
Appuis 10	-2.3	Travée 9-10	2.33

Tableau 4 :les Valeurs des moments aux appuis et en travée à l’ELS

Longueur [m]	Ti(x=0)[KN]	Ti+1(x=li)
3	6.5	-6.7
3.2	7.7	-6.5
3.95	8.3	-9.3
1.9	6.4	-2.2
5.4	12.01	-12.01
1.9	2.2	-6.4
3.95	9.3	-8.3
3.2	6.5	-7.7
3	6.7	-6.5

Tableau 5 : les Valeurs des efforts tranchants aux appuis à l'ELS

Vérification à L'ELS :

a- Vérification de la résistance à la compression du béton :

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0,594 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ K = 28,86 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{\max} = -5.898 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{5.898 \times 10^3}{0.886 \times 22 \times 1.57} = 192.729 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192.729}{28.89} = 6.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.67 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.890 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.867 \\ K = 22.59 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{\max} = 9.835 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{9.835 \times 10^3}{0.867 \times 22 \times 2.35} = 219.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.414}{22.59} = 9.712 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.712 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible, donc: Aucune vérification n'est nécessaire.

c- Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

Nous avons :

$$\frac{h}{\ell} = \frac{24}{505} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^{\max} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500}$$

\bar{f}_V : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

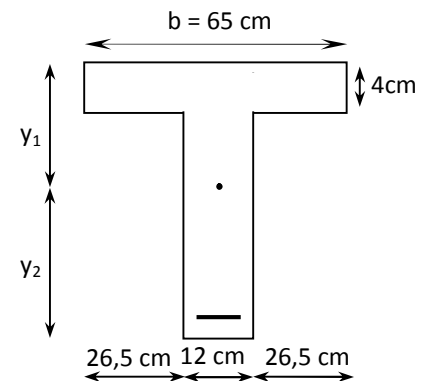
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

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

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

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



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

Calcul des paramètres :

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

$$S_{xx} = 12 \times 24 \times \frac{24}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 22) = 4655.5$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 24) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 535.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{4655.5}{535.25} = 8.70 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 24 - 8.7 = 15.3 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (8.7^3 + 15.3^3) + 15 \times 2.35 \times (15.3 - 2)^2$$

$$I_0 = 98103.77 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 22} = 0,008 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.984 \\ K = 297.5 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{9.835 \times 10^3}{0.984 \times 22 \times 2.35} = 193.32 \text{ MPa}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 193.32 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,008 \times 193.32 + 2,1} ; 0\right) = 0.44$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,008} = 2.055$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 98103.77}{1 + (0.44 \times 2.055)} = 56671.64 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^{\max} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.835 \times 10^6 \times (5050)^2}{10 \times 10818,865 \times 56671.64 \times 10^4} = 4.09$$

$$\left. \begin{array}{l} f_v = 4.09 \text{ mm} \\ \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{5050}{500} = 10.1 \text{ mm} \end{array} \right\} f_v < \bar{f}_v \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

III-3 : BALCON :

Notre structure est munie de deux types de balcon, on va calculer le plus sollicité.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec une acrotère de hauteur $h=70\text{cm}$ et de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{ cm}$$

Avec $L = 1.35\text{m}$

Soit $e = 15\text{ cm}$

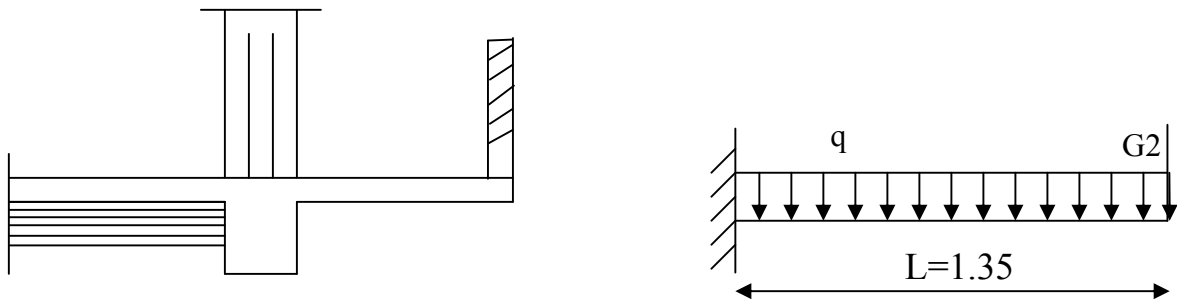


Fig 1 : Schéma statique du balcon.

III-3-1: Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- Protection lourde (2cm).....0.85KN/ml;
- Etanchéité multi couches (2cm).....0.12 KN/ml;
- Forme de pente en béton (2cm).....1.8 KN/ml;
- Feuille de polyane (par vapeur).....0.01 KN/ml;
- poids propre de la dalle pleine $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75\text{ KN/ml}$;
- Isolation thermique en liège.....0.16 KN/ml;
- Enduit de ciment (2cm) :..... $0.02 \times 18 = 0.36\text{ KN/ml}$;

$$G_1 = 7.05\text{ KN/ml.}$$

b- charge concentrée :

Poids de l'acrotère..... $G_2=1.993\text{ KN/ml.}$

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

III-3-2 : Calcul à l'état limite ultime

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Combinaison de charges:

Dalle: $q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 7.05 + 1.5 \times 1 = \mathbf{11.02 \text{ KN/ml}}$;

Garde corps: $q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 1.993 = \mathbf{2.69 \text{ KN/ml}}$.

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est:

$$M_{qu1} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-11.02 \times (1.35)^2}{2} = -10.03 \text{ KNm} .$$

Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est:

$$M_{qu2} = -q_{u2} \times l = 2.69 \times 1.35 = \mathbf{-3.63 \text{ KN.m}}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = \mathbf{-13.67 \text{ KN.m}}$.

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

III-3-3 : Ferrailage :**Armatures principales:**

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.67 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0.056 \implies \beta = 0.971$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.67 \cdot 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm** avec un espacement $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01 cm²** avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

Vérification à l'ELU**a)-Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100) \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \implies \text{condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 11.02 \times 1.35 + 1.993 = \mathbf{16.87 \text{ KN.}}$$

$$\tau_u = \frac{16.87 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée.}$$

c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{16.87 \cdot 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 0.918 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la formule:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} \implies \text{soit: } L_s = 36 \text{ cm}$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm.}$

Soit $L_a = 15 \text{ cm.}$

c)- Ecartement des barres :**Armatures principales:**

$$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée .}$$

Armatures de répartition:

$$e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

III-6-3 : Calcul à l'ELS :**Combinaison de charge:**

Dalle: $q_{s1} = G_1 + Q = 7.05 + 1 = 8.05 \text{ KN/ml};$

Garde corps: $q_{s2} = G_2 = 1.993 = 1.993 \text{ KN/ml.}$

Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} l = \frac{8.05(1.35)^2}{2} + 1.993 \times 1.35 = 10.026$$

$$M_s = 10.026 \text{ KNm.}$$

Vérification à l'ELS:**a) Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_t (d-y) = 0$$

$$50y^2 + 58.8y - 764.4 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

y : c'est la position de l'axe neutre

Donc :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A_t (d-y)^2 = 6728.69 \text{ cm}^4 \quad A_c = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{10.026}{6728.69} \cdot 3.36 \cdot 10^2 = 4.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

b)- Etat limite d'ouverture des fissures :

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est très préjudiciable, on doit donc vérifier la condition suivante :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_u} \right]$$

$$= \min (266.6 ; 201.63) = 201.63$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d-y) = 215.45 \text{ MPa} < 201.63 \implies \text{condition non vérifiée.}$$

On doit changer le ferrailage.

On opte pour **6HA10** $\rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_t (d-y) = 0$$

$$50y^2 + 70.65y - 918.45 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$y = 3.6 \text{ cm}$$

y : c'est la position de l'axe neutre

Donc :

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + n A_t (d-y)^2 = 8575.43 \text{ cm}^4 \quad A_c = 0$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = 164.85 \text{ MPa} < 201.63 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Inutile de refaire toutes les vérifications puisque on a pris plus de précaution.

III-7 : PORTE A FAUX :

Il est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

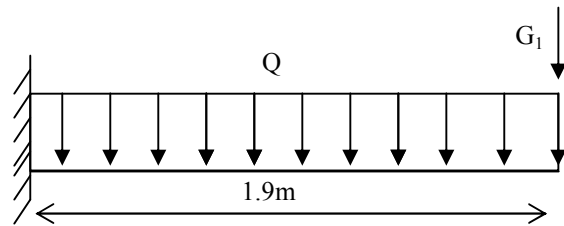


Fig. III.5. Schéma statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III-7-1 : Dimensionnement du porté à faux

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit

$$E_p = L / 10 = 190 / 10 = 19 \text{ cm}$$

III-7-2 : Charge et surcharge du porte-à-faux :

Charges permanentes :

Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0.19 \times 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

Couche de sable (2cm) : $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$

Carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment (2cm) = $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 6.43 \text{ KN/ml}$$

La charge de double cloison..... $G_2 = 2.91 \times 1.2 = 3.49 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle :

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III-7-3 : Calcul à L'ELU**a) Combinaisons de charge**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5 = 12.43 \text{ KN / m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G_1)1m = 1.35 \times 3.49 = 4.71 \text{ KN}$$

b) Moments fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{12.43 \times 1.90^2}{2} + 4.71 \times 1.90\right) = -31.38 \text{ KN m}$$

NB : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

c) Effort tranchant

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 12.43 \times 1.9 + 4.71 = 28.32 \text{ KN}$$

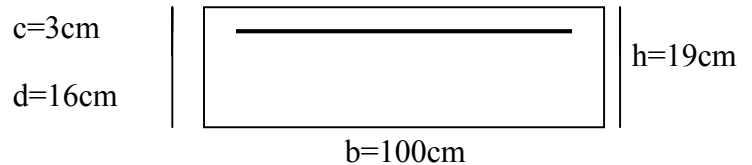
d) Ferrailage

Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.38 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.086 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.38 \times 10^3}{0.955 \times 16 \times 348} = 5.90 \text{ cm}^2$$



On adopte **6HA12 = 6.78 cm²** Avec : **St = 20cm**

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA8 = 2.51 cm²** Avec : **S_t = 20 cm**

III-7-4 : Vérifications**a) Vérification de la condition de non fragilité** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{28.32 \times 10}{0.9 \times 16 \times 18.84} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement

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

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

$$\tau_u = \frac{28.32 \times 10}{100 \times 16} = 0.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée
 Armatures secondaires: $S_t = 25\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.}$
 \Rightarrow Condition vérifiée

e)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la formule:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 42 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante on opte pour des crochets.

Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$

Soit $L_a = 17 \text{ cm.}$

III-7-5 Calcul à L'ELS**a) Combinaison de charge**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (G + Q)1m = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 3.49 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} - q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.93 \times 1.90^2}{2} + 3.49 \times 1.90 \right) = 22.749 \text{ KN m}$$

c) Ferrailage:

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.74 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.062 \quad \beta = 0.968$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.74 \times 10^3}{0.968 \times 16 \times 348} = 4.21 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferrailage adopté à l' ELU est vérifié.

III-7-6 : Vérification**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_t (d-y) = 0$$

$$50y^2 + 101.7y - 1627.2 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$y = 4.7 \text{ cm}$$

y : c'est la position de l'axe neutre

donc :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_t (d-y)^2 = 160446.8 \text{ cm}^4 \quad A_c = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{22.74}{164446.8} \cdot 4.7 \cdot 10^2 = 0.649 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

b)- Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 99, (Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

III-5 : ETUDE DE LA SALLE MACHINE:

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux) ,un ascenseur a été prévu .

III-5-1 : Caractéristiques de l'ascenseur:

$$L m x = 1.6$$

$$L m y = 2.1$$

$$S = 3.36m^2$$

III-5-2 : Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

Charge : 630 kg (8 personne)

Poids total : $p = 9$ tonnes = 90KN

La surface de la cabine : 3.36m²

La vitesse : $V = 1$ m/s

III-5-3 : Calcul de la dalle pleine :

Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD

Pré dimensionnement:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t = \frac{L_{\max}}{30} = \frac{230}{30} = 7.66 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12$ cm

On optera pour une hauteur de 15cm.

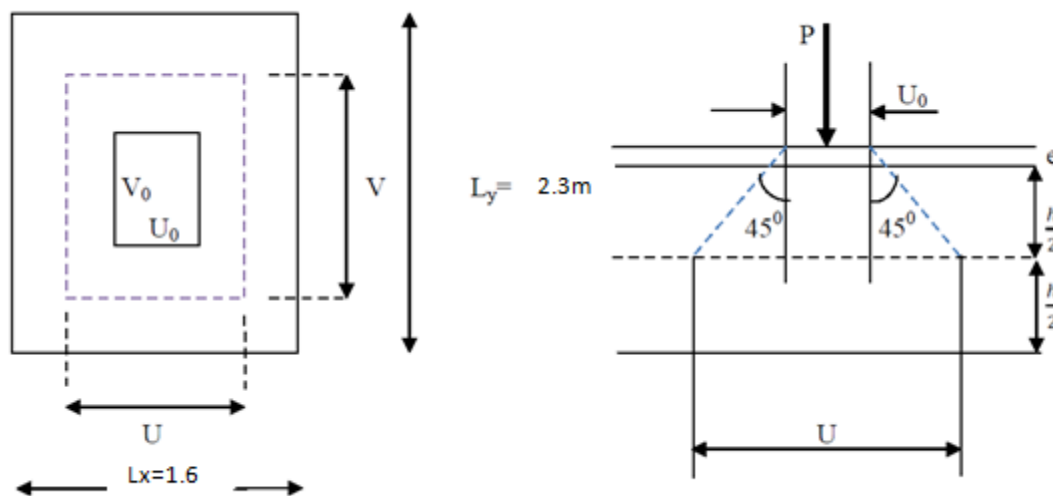


Fig 1 : schéma statique de la salle machine.

Calcul de U et V :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrée agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des tables de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2e + h_t \quad \text{avec: } e : \text{ revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)}$$

$$V = V_0 + 2e + h_t \quad U_0 = 80\text{cm}$$

$$V_0 = 80\text{cm}$$

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

$$U = 80 + 2(5) + 15 = 105$$

$$V = 80 + 2(5) + 15 = 105$$

Evaluation des moments M_x et M_y :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \quad \text{avec: } \text{coefficient de poisson } \nu = 0 \text{ ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ ELS}$$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des table de

PIGEAUD suivant le rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{230} = 0.78 \quad 0.8 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.583$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{230} = 0.456$$

Après interpolation,

$$M_1 = 0.098$$

$$M_2 = 0.071$$

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5$$

A l'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1.35 G + 1.50 Q = 1.35(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.50 \times 90 = 141.54 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_{x1} = P M_1 = 121.5 \cdot 0.098 = 11.90 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = P M_2 = 121.5 \cdot 0.071 = 6.56 \text{ KN}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a $0.4 < \rho < 1$ donc la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \mu_x = 0.0587 \quad \text{donnés en fonction de } \frac{U}{L_x} \text{ et de } \frac{V}{L_y}$$

$$\mu_y = 0.559$$

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

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = [1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1] \times 1 \text{ m} = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc :} \quad M_{x2} = 0.0587 \times 8.047 \times (1.6)^2 = 1.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.559 \times 1.21 = 0.676 \text{ KN.m}$$

Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.90 + 1.31 = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 0.676 = 7.236 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle :

Moments en travée : $M_t = 0.75 M$

$$M_x^t = 0.75 M_x = \mathbf{9.90 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = \mathbf{5.43 \text{ KN.m}}$$

Moments aux appuis : $M_a = 0.5 M$

$$M_x^a = 0.50 M_x = \mathbf{6.60 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = 0.50 M_y = \mathbf{3.62 \text{ KN.m}}$$

III-5-4: Ferrailage d'un panneau de dalle:

a)- Sens x-x :

En travée :

$$M_x^t = \mathbf{9.90 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.90 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.048 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_x^t = \frac{9.90 \cdot 10^3}{0.975 \times 12 \times 348} = \mathbf{2.43 \text{ cm}^2}$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²**

Avec : **St = 25 cm**

Aux appuis :

$$M_x^a = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.60 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_x^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.6 \cdot 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = \mathbf{1.60 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm**

b)- Sens y-y

En travée

$$M_y^t = 5.43 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.43 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_y^t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{5.43 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = \mathbf{1.31 \text{ cm}^2}.$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²** avec **St = 25 cm.**

Aux appuis

$$M_y^a = 3.62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3.62 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = \mathbf{0.87 \text{ cm}^2}.$$

Soit : **4 HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25cm.**

III-5-5 : Vérifications a l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton : [Art :B-7-4/BAEL91]

Armatures suivant x-x :

$\rho_x \geq \rho_0 / 2 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$ avec : $\rho_0 = 0.8\%$ (le rapport de volume de l'acier à celui de béton)

$$= 0.00088$$

ρ_x : le taux d'acier en travée dans le sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 11 \times 0.00088$$

$$A_{\min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

$$4.52 > 1.33 \quad \text{condition vérifiée}$$

Armatures suivant y-y :

$$y \geq$$

y : le taux d'acier en travée suivant y-y

$$\frac{A_{\min}}{bh} \geq \quad A_{\min} \geq 0.00008 * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$3.14 > 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

b) Diamètre des barres :

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

Φ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Poinçonnement : [Art : A-5-2-42/BAEL91]

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est vérifiée.

$$Q_u \leq 0.045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2(U+V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ m}$$

$$Q_u = 141.54 \text{ KN}$$

$$0.045 (4.2) (15) \frac{25}{1.5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 141,54 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

d) Ecartement des barres : [Art A.8.2.42 BAEL 91]

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

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

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

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

e) Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } Vu = \frac{P}{2U+V} = \frac{141.5}{3*1.05} = 44.92.$$

$$\text{Au niveau de V : } Vu = \frac{P}{2U} = \frac{141.5}{2*1.05} = 67.4.$$

$$T_{\max} = 67.4 \text{ KN}$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{67400}{1000 \times 120} = 0.56 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7- Vérifications à l'ELS :

Calcul de M_x1 et M_y1 :

A l'ELS $v = 0, 2$

$$q_s = G+Q = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1 = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_x1 = q_s (M1 + 0, 2 M2) = 5.85 (0.098 + 0. 2 \times 0.071) = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y1 = q_s (M2 + 0, 2 M1) = 5.85 (0.071 + 0. 2 \times 0.098) = 0.53 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a $0,4 < \nu < 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,78 \Rightarrow \mu_x = 0.0587$ donnés en fonction de ν et de ρ

$$\mu_y = 0.559$$

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

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

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = [(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1] \times 1 \text{ m} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0587 \times 5.85 \times (1.6)^2 = 0.879 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.559 \times 0.879 = 0.491 \text{ KN.m}$$

Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.65 + 0.879 = 1.629 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.53 + 0.491 = 1.021 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle,

Moments en travée : $M_t = 0.75 M$

$$M_x^t = 0.75 M_x = 0.75(1.629) = \mathbf{1.22 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 0.75(1.021) = \mathbf{0.76 \text{ KN.m}}$$

Moments aux appuis: $M_a = 0.5 M$

$$M_x^a = 0.50 M_x = 0.5(1.629) = \mathbf{0.81 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = 0.50 M_y = 0.5(1.021) = \mathbf{0.51 \text{ KN.m}}$$

a) Etat limite de fissuration

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

b) Etat limite de compression dans le béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$) on doit vérifier la condition suivante :

$$\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \frac{M_{x,t}}{M_{s,x,t}} \quad \text{et} \quad \frac{\gamma}{d}$$

Sens X-X :**En travée :**

$$\frac{M_{uxt}}{M_{sxt}} = \frac{9.90}{1.22} = 8.11$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{8.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 3.80$$

$$\mu_b = 0.055 \quad \alpha = 0.0459$$

$$0.0721 < 3.80 \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\frac{M_{uxa}}{M_{sxa}} = \frac{6.6}{0.81} = 8.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.180-1}{2} + \frac{25}{100} = 3.82$$

$$\mu_b = 0.036 \quad \alpha = 0.0459$$

$$0.0459 < 3.82 \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :**En travée :**

$$\frac{M_{uyt}}{M_{syt}} = \frac{5.43}{0.76} = 7.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.180-1}{2} + \frac{25}{100} = 6.8$$

$$\mu_b = 0.039 \quad \alpha = 0.0510$$

$$0.0510 < 6.8 \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\frac{M_{uya}}{M_{sya}} = \frac{3.62}{0.51} = 7.09$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.158-1}{2} + \frac{25}{100} = 3.29$$

$$\mu_b = 0.025 \quad \alpha = 0.034$$

$$0.034 < 3.29 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux directions donc on peut se disposer de calcul de la contrainte de compression.

III-1-2: Calcul des escaliers :

Introduction :

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

Terminologie :

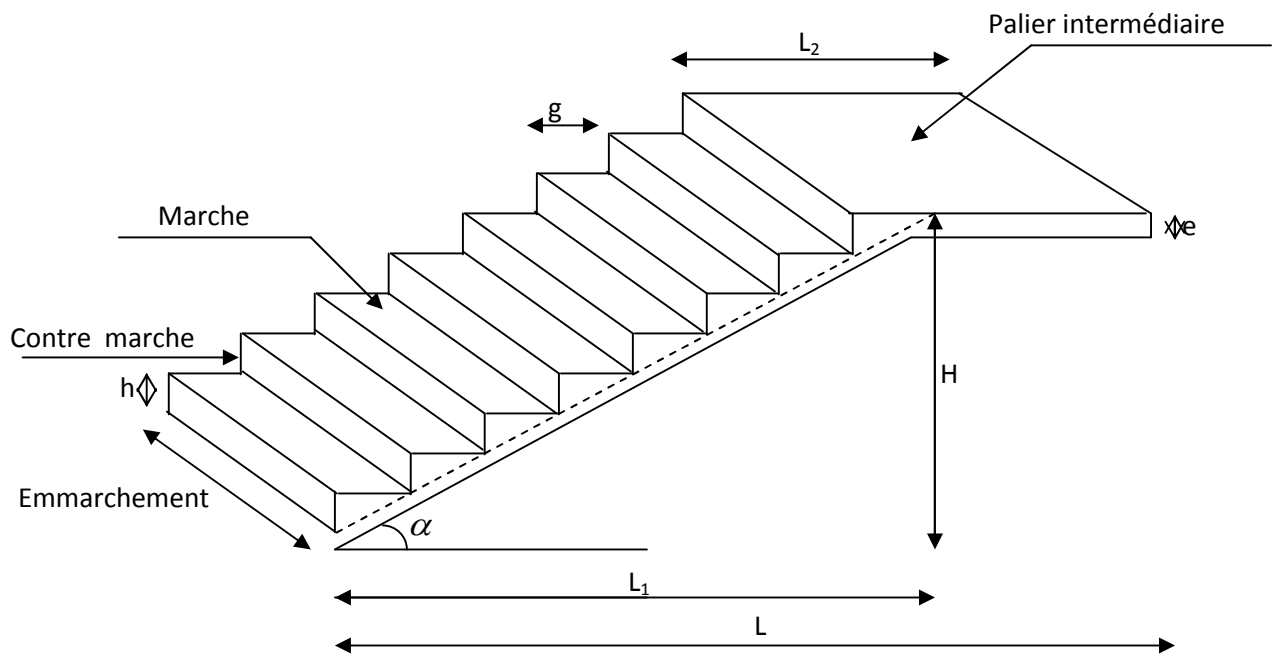


Fig1 : schéma de l'escalier.

g: Giron

H : Hauteur de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

L_1 : Portée de la paillasse projetée

L_2 : Largeur du palier

L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III-7 Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure 2 donne quelques exemples

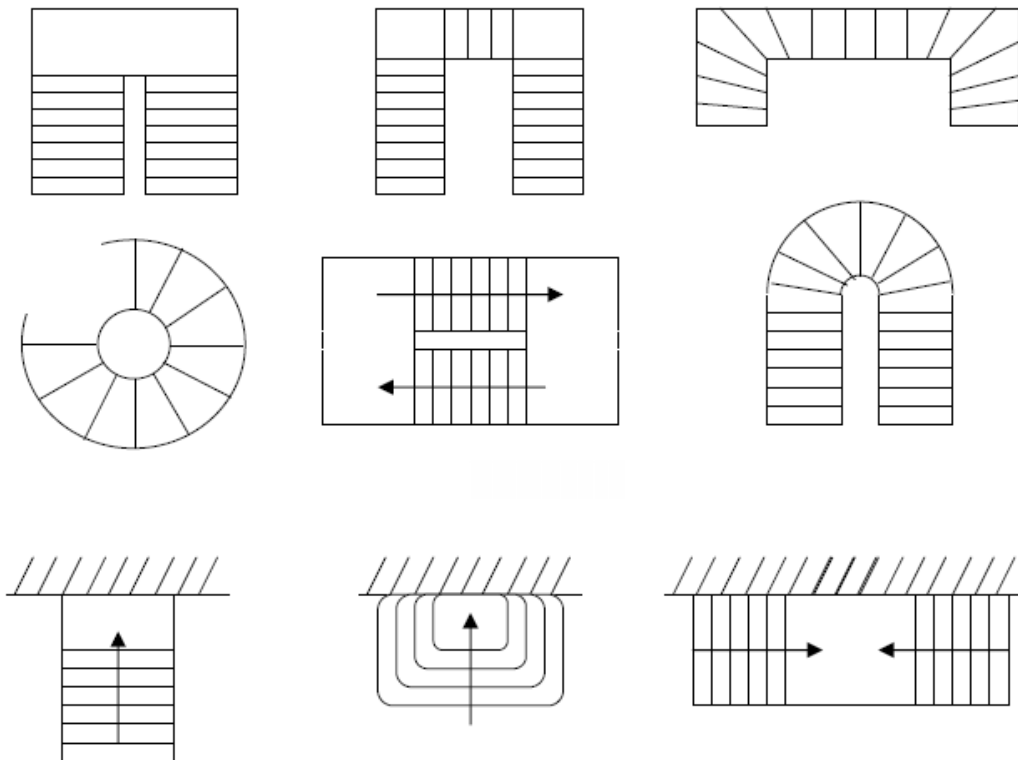
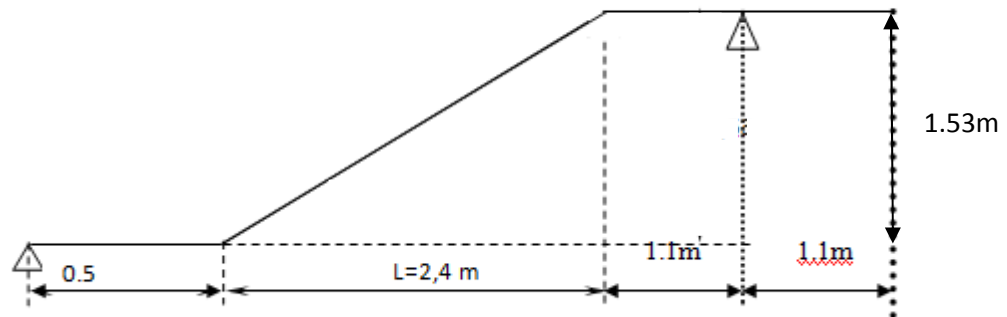


Fig 2:quelque schéma types d'escaliers

Pré-dimensionnement de l'escalier :**Fig 3 : schéma statique de l'escalier**

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL" $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases}$$

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$

Si on prend $h = 17\text{cm}$, on aura ainsi : $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$ hauteurs

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par paillasse.

Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L}{n-1}$$

L : la projection de la paillasse sur le plan horizontal.

$$L = 2,4\text{m} \Rightarrow g = \frac{2,4}{8} = 0,3\text{m} = 30\text{cm}$$

• **Vérification de la relation de BLANDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$59 \leq 64 \leq 66$ [cm].....Condition vérifiée.

a.2. paillasse et palier :

• **Calcul de α :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0,637 \Rightarrow$$

$$\alpha \approx 32.5^\circ$$

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée selon la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

L' : La portée de la paillasse

D'où :

$$L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \left(\frac{2.4}{\cos 32.5^\circ} \right) = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.84 + 0.5 + 1.1 = 4.44 \text{ m}$$

$$\frac{444}{30} \leq e \leq \frac{444}{20} \Rightarrow 14.8 \text{ cm} \leq e \leq 22.2 \text{ cm}$$

Soit: **ep = 15cm.**

DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**a. paillasse :****Charges permanentes**

Poids propre de la paillasse..... $25 \times 0.15 / \cos 32.5^\circ \times 1 = 4.44$ KN/ml

Poids propre des marches $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125$ KN/ml

Poids des revêtements

Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1$ m = 0.44 kN/ml

Mortier : $0,02 \times 22 \times 1$ m..... = 0.44 kN/ml

$$G_{\text{paillasse}} = 7.45 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation $Q_{\text{paillasse}} = 2.50$ KN/ml

b. palier :**Charges permanentes :**

poids propre du palier $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75$ KN/ml

poids des revêtements + mortier = 0.88 KN/ml

$$G_{\text{palier}} = 4.63 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation..... $Q_{\text{palier}} = 2.5$ KN/ml

CALCUL DES SOLLICITATIONS :**1) Combinaisons des charges à l'ELU :**

Paillasse..... $q_{ps} = 1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 2.5 = 13.81$ KN/ml

palier..... $q_{pl} = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 2.5 = 10$ KN/ml

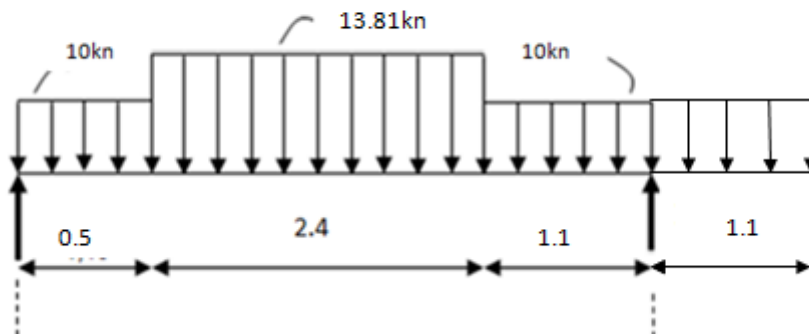


Fig 4: Schéma de chargement à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0 \text{ et } \Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 13.81 \times 2,4 + 10(2,2+0,5) = 60.144$$

$$R_A + R_B = 114.144 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

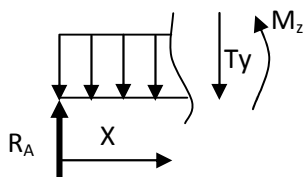
$$\begin{aligned} \Rightarrow 4R_B &= (10 \times 0,5 \times 0,25) + (13,81 \times 2,4 \times 1,7) + (10 \times 2,2 \times 4) = \\ &= 145.594 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_B = 36.398 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = (71.874 - 36.398) = 35.476 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

- Pour $0 \leq X \leq 0.5\text{m}$



$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times X$$

$$\text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = R_A = 23.746 \text{ KN}$$

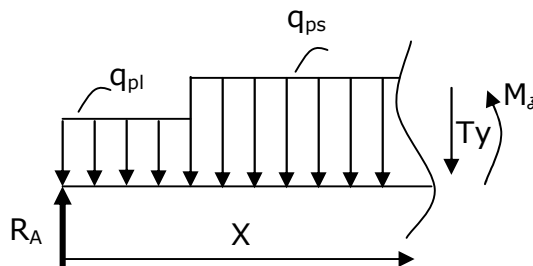
$$\text{Pour } X = 0.5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 23.746 - 10 \times 0.5 = 18.746 \text{ KN}$$

$$\bullet M_z = R_A \times X - q_{pl} \times X^2 / 2$$

$$\text{Pour } X = 0 \quad \rightarrow \quad M_z = 0$$

$$\text{Pour } X = 0.5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_z = 10.840 \text{ KN.m}$$

• Pour $0.5 \leq X \leq 2.9\text{m}$



$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps}(X - 0.5)$$

$$\text{Pour } X = 0.5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 18.746 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } X = 2.9 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = - 14.398 \text{ KN}$$

$$\bullet M_z = R_A \times X - (q_{pl} \times 0.5)(X - 0.25) - q_{ps} \frac{(x-0.5)^2}{2}$$

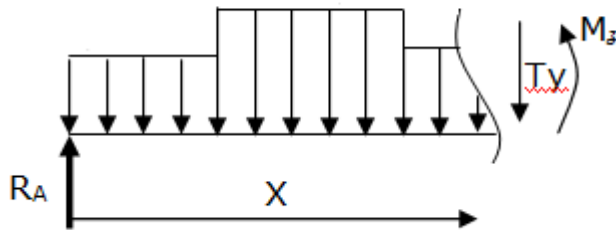
$$\text{Pour } X = 0.5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_z = 10.623 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } X = 2.9 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_z = 15.840 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } M^{\max} \quad \rightarrow \quad T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps}(X - 0.5) = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{R_A + 0.5(q_{ps} - q_{pl})}{q_{ps}} = 1.85 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 23.74 \text{ KNm}$$

- Pour $2.9 \leq X \leq 4 \text{ m}$



$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl}(X - 2.9)$$

$$\text{Pour } X = 2.9 \text{ m} \rightarrow T_y = -14.398 \text{ KN}$$

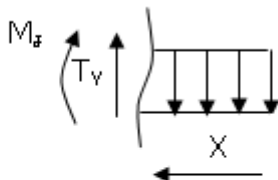
$$\text{Pour } X = 4 \text{ m} \rightarrow T_y = -25.398 \text{ KN}$$

$$\bullet M_z = R_A \times X - (q_{pl} \times 0.5)(X - 0.25) - (q_{ps} \times 2.4)(x - 1.7) - q_{pl} \left(\frac{(x - 2.9)^2}{2} \right)$$

$$\text{Pour } X = 2.9 \text{ m} \rightarrow M_z = 15.840 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } X = 4 \text{ m} \rightarrow M_z = -6.044 \text{ KNm}$$

- Pour $0 \leq X \leq 1.1 \text{ m}$



$$\bullet T_y = q_{pl} \cdot X$$

Pour $X = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = 0$

Pour $X = 1.1 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 11 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = -q_{pl} \frac{X^2}{2} - P \cdot x$$

Pour $X = 0 \quad \rightarrow \quad M_z = 0$

Pour $X = 1.1 \quad \rightarrow \quad M_z = -6.044 \text{ KNm}$

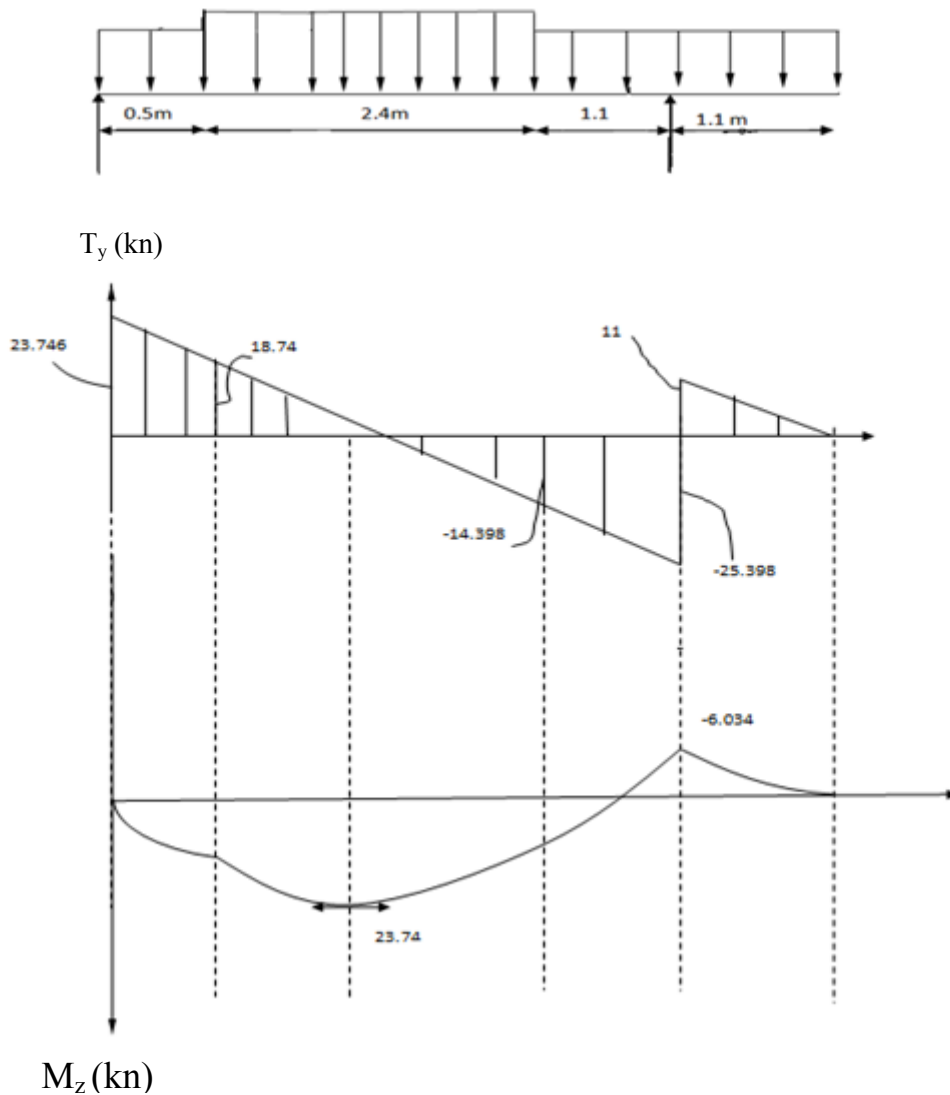


FIG 5 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

En tenant de l'encastrement partiel au niveau des appuis on aura :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -7.122 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 20.179 \text{ KN.m}$

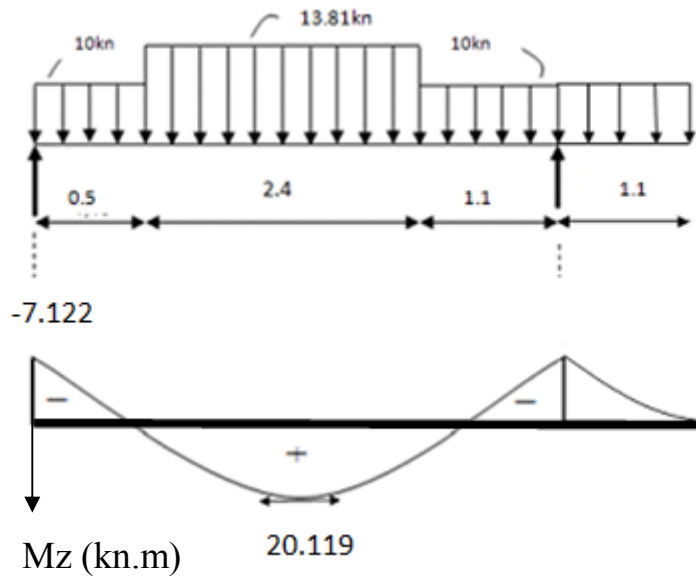
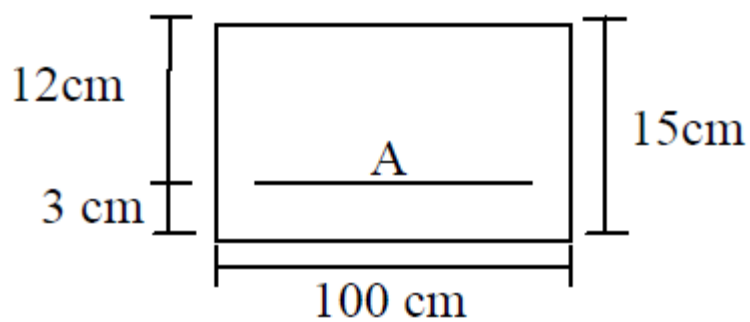


FIG 6: Schéma des moments après correction à l'ELU

CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.179.10^3}{100 \times (12.)^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,09 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.179.10^3}{0.948 \times 15 \times 348} = 5.09 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement $S_t = \mathbf{20cm} \leq \min(3h ; 33) = 33\text{cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.122.10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,034 < \mu_l = 0392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.122 \times 10^3}{0.983 \times 12 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : **4HA10** = 3.14 cm² avec : **St = 25 cm**

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ avec (**St = 25 cm**)

VERIFICATION A L'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b) **Répartition des barres :**

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 20, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

c) **Longueur de scellement (BAEL 91 Art A 6.1, 23)**

$$L_s = \frac{l_{travée} \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

d) Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 25,398 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25.398 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,21 < 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.398 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 188,4} = 0,748 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ETAT LIMITE DE SERVICE:

$$\text{palier : } q_s = (G + Q) \times 1 = (4,63 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,13 \text{ KN/m.}$$

$$\text{volée : } q_s = (G + Q) \times 1 = (7,45 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,95 \text{ KN/m}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0 \text{ et } \sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 9,95 \times 2,4 + 7,13 (2,2 + 0,5) = 42,51$$

$$R_A + R_B = 42,51 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

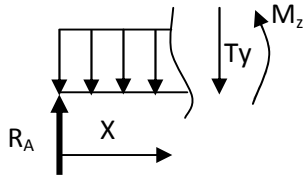
$$\Rightarrow 4R_B = (7,13 \times 0,5 \times 0,25) + (9,95 \times 2,4 \times 1,7) + (7,13 \times 2,2 \times 4) = 104,23$$

$$\Rightarrow R_B = 26,057 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = (42.51 - 26.057) = 16.453 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

• Pour $0 \leq X \leq 0.5\text{m}$



$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times X$$

Pour $X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 16.453 \text{ KN}$

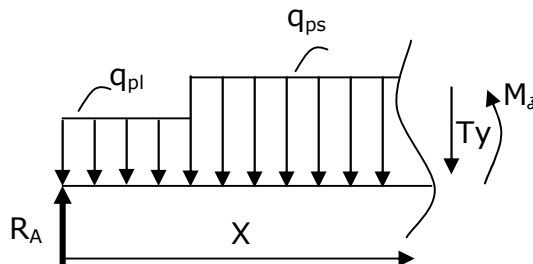
Pour $X = 0.5 \text{ m} \rightarrow T_y = 16.453 - 7.13 \times 0.5 = 11.453 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = R_A \times X - q_{pl} \times X^2 / 2$$

Pour $X = 0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $X = 0.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 7.335 \text{ KN.m}$

• Pour $0.5 \leq X \leq 2.9\text{m}$



$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps}(X - 0.5)$$

Pour $X = 0.5 \text{ m} \rightarrow T_y = 12.888 \text{ KN}$

Pour $X = 2.9 \text{ m} \rightarrow T_y = -10.99 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = R_A \times X - (q_{pl} \times 0.5)(X - 0.25) - q_{ps} \frac{(x - 0.5)^2}{2}$$

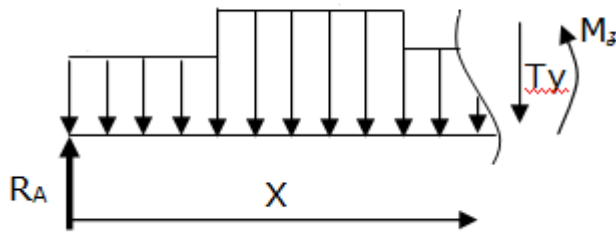
Pour $X = 0.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 7.335 \text{ KNm}$

Pour $X = 2.9 \text{ m} \rightarrow M_z = 9.61 \text{ KNm}$

Pour $M^{\max} \rightarrow T_y = 0 \Rightarrow R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps}(X - 0.5) = 0$

$\Rightarrow X = \frac{R_A + 0.5(q_{ps} - q_{pl})}{q_{ps}} = 1.8 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 15.68 \text{ KNm}$

• Pour $2.9 \leq X \leq 4 \text{ m}$



▪ $T_y = R_A - q_{pl} \times 0.5 - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl}(X - 2.9)$

Pour $X = 2.9 \text{ m} \rightarrow T_y = -10.99 \text{ KN}$

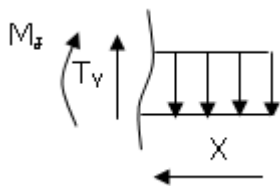
Pour $X = 4 \text{ m} \rightarrow T_y = -18.835 \text{ KN}$

▪ $M_z = R_A \times X - (q_{pl} \times 0.5)(X - 0.25) - (q_{ps} \times 2.4)(x - 1.7) - q_{pl} \left(\frac{(x - 2.9)^2}{2} \right)$

Pour $X = 2.9 \text{ m} \rightarrow M_z = 9.91 \text{ KNm}$

Pour $X = 4 \text{ m} \rightarrow M_z = -6.794 \text{ KNm}$

• Pour $0 \leq X \leq 1.1 \text{ m}$



▪ $T_y = q_{pl} \cdot X$

Pour $X = 0 \rightarrow T_y = 0$

Pour $X = 1.1 \text{ m}$ \rightarrow $T_y = 7.84 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = -q_{pl} \frac{X^2}{2} - P \cdot x$$

Pour $X = 0$ \rightarrow $M_z = 0$

Pour $X = 1.1$ \rightarrow $M_z = -6.044 \text{ KNm}$

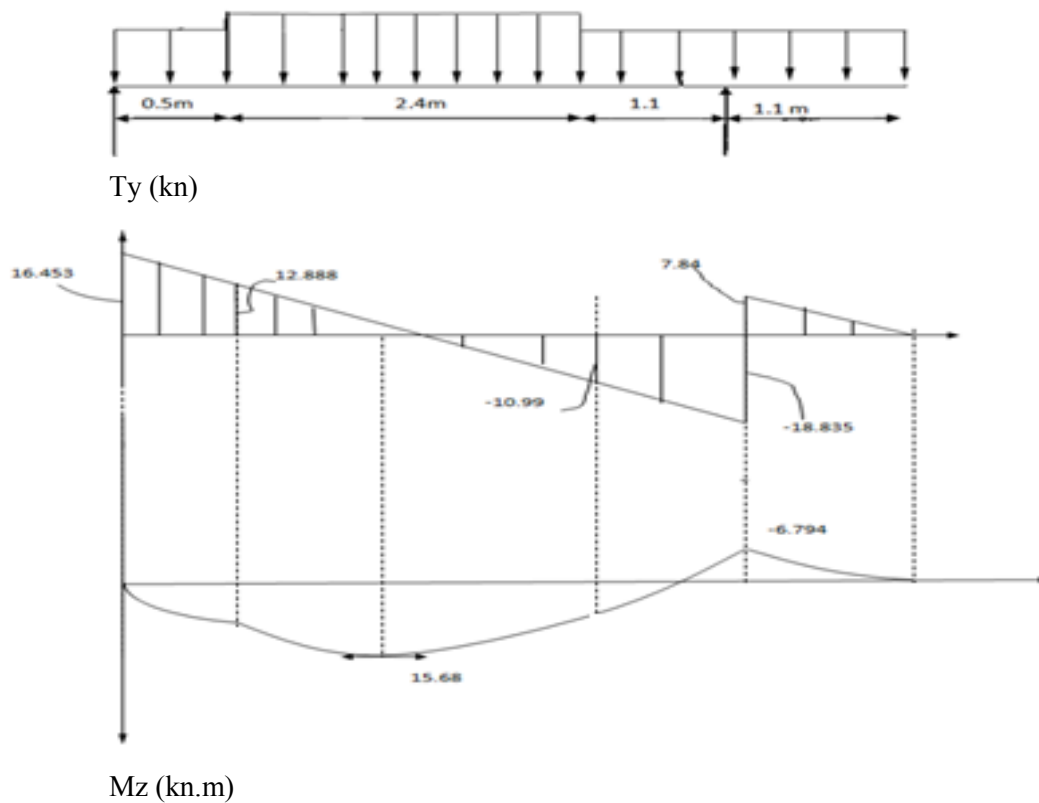


FIG 7 : schéma des moments et efforts tranchant à l'ELS

En tenant de l'encastrement partiel au niveau des appuis on aura :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -4.43 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 13.328 \text{ KN.m}$

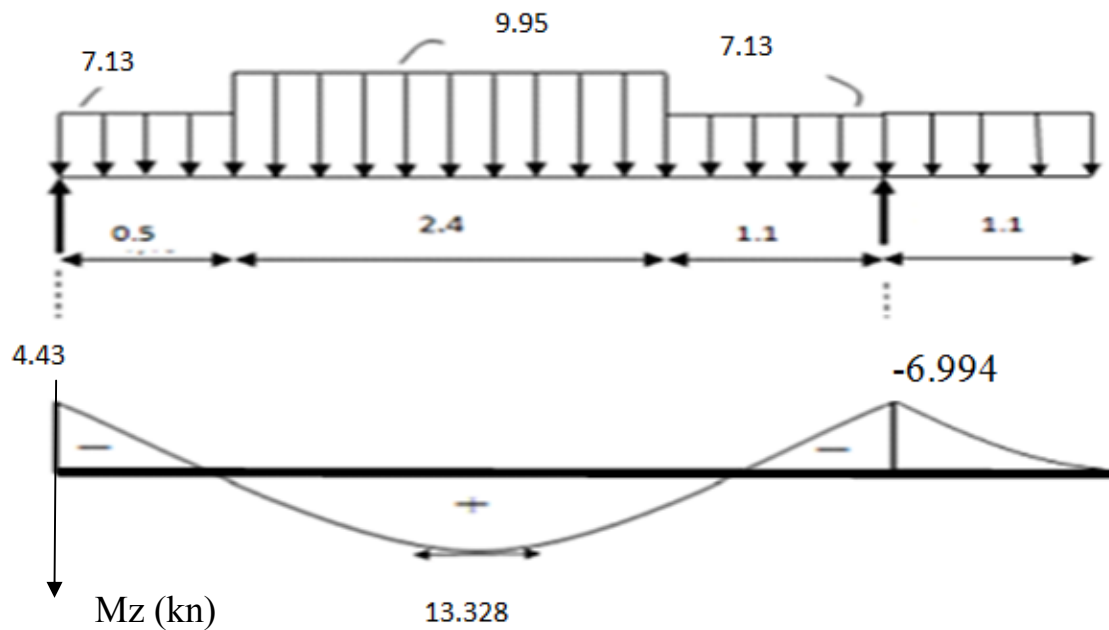


FIG 8: Schéma des moments après correction à l'EIS

VERIFICATION A L'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261$$

$$\rho = 0.261 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K1 = 46.73 \\ \alpha_1 = 0.243 \end{cases} \Rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.0214 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.994 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 201.975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 4.322 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.62}{100 \times 12} = 0.47$$

$$\rho = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.896 \\ K1 = 33.08 \\ \alpha1 = 0.327 \end{cases} \Rightarrow k = \frac{\alpha1}{15(1-\alpha1)} = 0.0323 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13.328 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 219.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 7.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification d'ouverture des fissures.

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

c) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites.

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$-2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

$$-2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$; \frac{h}{L} = \frac{15}{400} = 0.037 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 9.95 \text{ KN/mL}$$

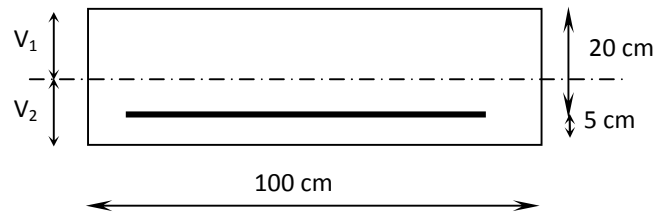
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 12) = 12267 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12267}{1584.75} = 7.74 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.74)^3 + (7.27)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.26 - 3)^2$$

$$I = 28572.43 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.65 \times 10^3 \times (4)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 28572.43 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = 0.014 < \bar{f} = 0.76 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encadrée dans les poteaux.

Sa portée est de 5.40 m (entre nu d'appuis).

1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par les formules suivantes :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \qquad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

h_t : hauteur de la portée

b : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre

$$33.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 50.5 \text{ cm} \quad \text{avec } L=505 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 40 \text{ cm}$

Largeur de la poutre

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \qquad 16 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$

Vérification des exigences de l'RPA 99/2003 :

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_i \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.6 \leq 4 \\ (b_{\max} = 30 \text{ cm}) \leq (1.5 h + b = 85 \text{ cm}) \end{array} \right\} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Conclusion : La poutre palière a une dimension $(b, h) = (25, 40)$

2) Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre $\longrightarrow 25 \times 0.40 \times 0.25 = 2.5 \text{ KN/ml}$.

- Poids du mur $\longrightarrow 2.82 \times 5.10 = 14.384 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

E.L.U : $T_U = R_B = 25.39 \text{ KN}$.

E.L.S : $T_S = R_B = 18.83 \text{ KN}$.

3) Combinaison de charges et surcharges

A l'E.L.U $q_u = 1.35 G + T_u = 28.76 \text{ KN}$.

A l'E.L.S $q_s = G + T_s = 21.33 \text{ KN}$.

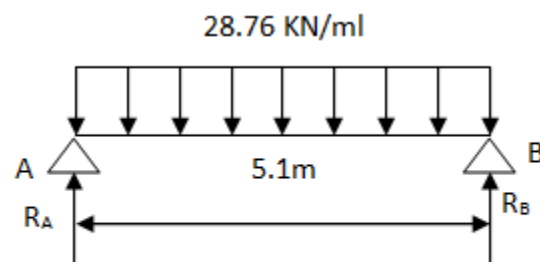
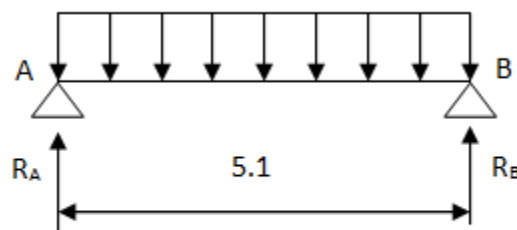


Schéma statique à l'ELU



Calcul à l'E.L.U : Schéma statique à l'ELS

– Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 73.34 \text{ KN}$

– Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 93.5 \text{ KN.m}$

– Moment corrigé :

En travée : $M_t = 79.5 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -28.05 \text{ KN.m}$

– Effort tranchant : $V_u^{\max} = 73.34 \text{ KN.m}$

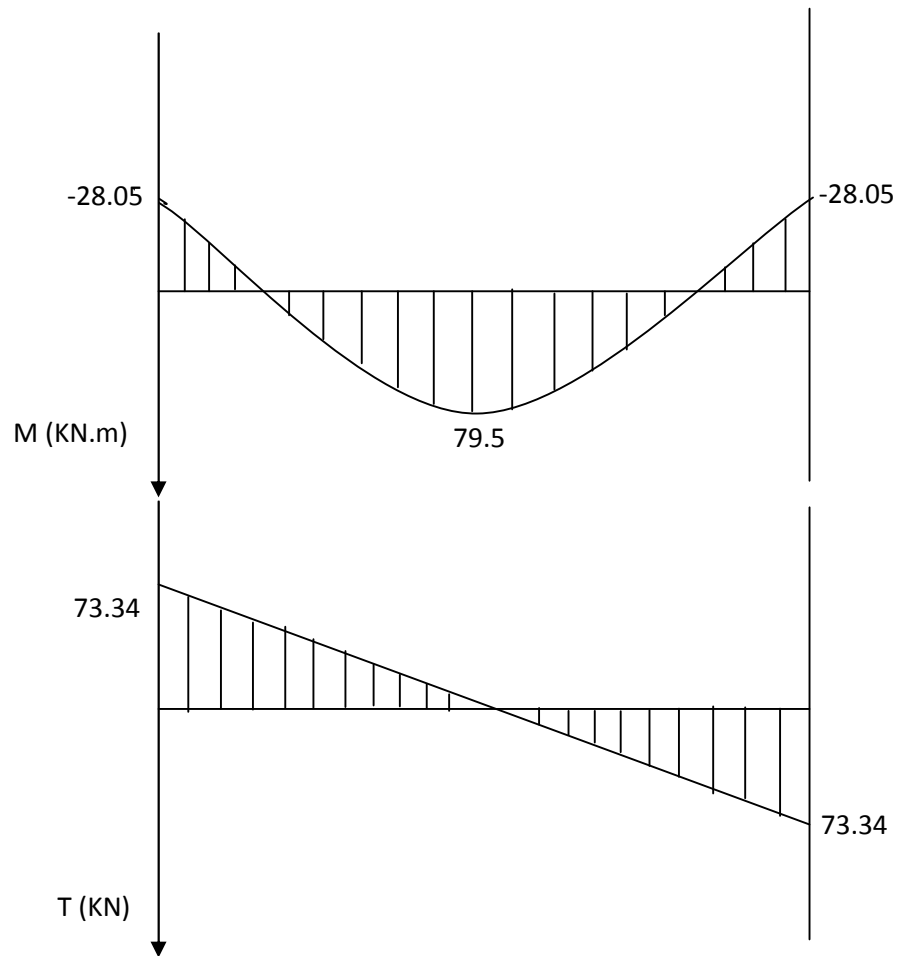


FIG : diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU

Calcul a l'E.L.S :

– Réaction d'appui : $R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 54.39 \text{ KN}$

– Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 69.35 \text{ N.m}$

– Moment corrigé :

Entravée : $M_t = 58.94 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -20.80 \text{ KN}$

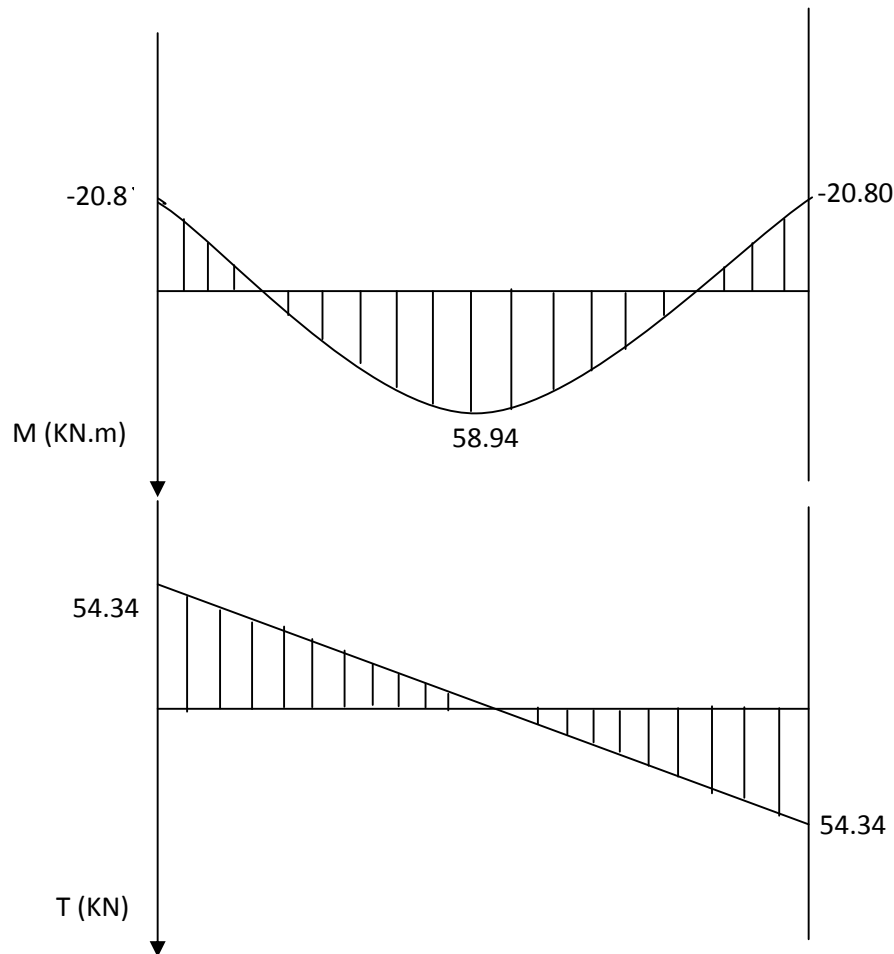


FIG : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

Ferraillage à l'E.L.U :

Calcul des armatures principales :

En travée :

$$M_t = 79.5 \text{ KN.m.} \quad d = 38 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79.5 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = 0.155 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.155 \quad \Rightarrow \beta = 0.916$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{79.5 \times 10^3}{0.916 \times 38 \times 348} = 6.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA14=7.69 cm²**

Aux appuis :

$$M_a = -28.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28.05 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.05 \times 10^3}{0.972 \times 38 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12=3.39cm²**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit supérieure ou égale à 0.5% de toute section

$$A \geq 0.5\%bh$$

$$7.69 + 3.39 = 11.08 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 40}{100} = 5 \text{ cm}^2$$

$$11.08 > 5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Exigence vérifiée}$$

VERIFICATION A L'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{73.34 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.776 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$tq : \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 73.34 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{73.34 \times 10^3}{1000 \times 380} = 0.193 < 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} = 11 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2].

- **Espacement :**

$$\text{Zonenodale: } e \leq \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm} \text{ soit } e = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } e \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ soit } e = 15 \text{ cm}$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$2.01 > 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{exigence vérifiée.}$$

VERIFICATION A L'ELS:**a) état limite d'ouverture de fissures :**

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

b) Etat limite de compression du béton :(ArtA.4.5.2 du BAEL91) :

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

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 38} = 0.089$$

$$\rho = 0.089 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.950 \\ K1 = 85 \\ \alpha_1 = 0.150 \end{cases} \Rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.0117 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{20.80 \times 10^3}{0.950 \times 38 \times 3.39} = 169.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 1.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 38} = 0.202$$

$$\rho = 0.202 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.928 \\ K1 = 54.44 \\ \alpha_1 = 0.216 \end{cases} \Rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.018 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{58.94 \times 10^3}{0.928 \times 38 \times 7.69} = 217.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 3.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites.

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$-2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$$

$$-2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{510} = 0.078 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 21.33 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (38)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 38) = 76583.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 40) + (15 \times 7.69) = 4115.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{76583.3}{4115.31} = 18.6 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 21.4 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((18.6)^3 + (21.4)^3) + 15 \times 7.69 \times (21.4 - 2)^2$$

$$I = 5845864 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{21.33 \times 10^3 \times (5.1)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 584586.4 \times 10^{-8}} = 0.078 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm}$$

$$f = 0.078 < \bar{f} = 1.02 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre IV:

Chapitre IV: ***Etude de contreventement***

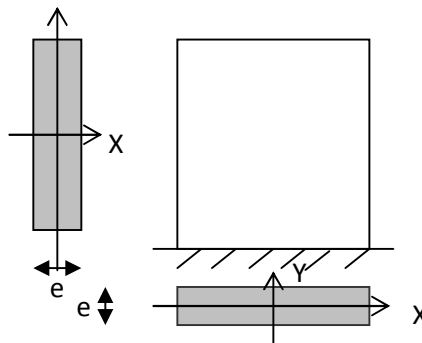
IV-1 : Introduction :

Pour concevoir le comportement de la structure vis-à-vis du séisme ; il est utile de faire l'étude de contreventement.

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- * Le type de la construction, c.-à-d. l'usage (ex. habitation).
- * Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- * La zone sismique (ex. zone IIa).
- * La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- * Un **pré dimensionnement** (reste à vérifier) offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.



IV-2 : Calcul des inerties des refends :

➤ Les refends longitudinaux

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

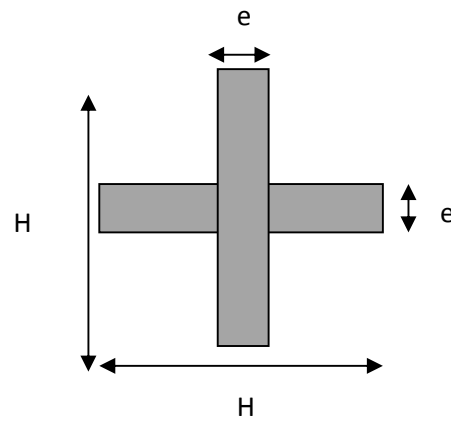
$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

➤ Les refends transversaux :

$$I = I_x = \frac{eL^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.



L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivant :

a- Sens transversal :

voile	L(m)	ep(m)	$I_x(m^4)$
VT1	4	0.2	1.06
VT7	4	0.2	1.06
VT8	4	0.2	1.06
VT6	4	0.2	1.06
VT2	4.7	0.2	1.73
VT4	4.7	0.2	1.73
VT3	4.7	0.2	1.73
VT5	4.7	0.2	1.73
PT1	2.1	0.2	0.15
PT2	2.1	0.2	0.15
total			11.46

Tableau 4.1: les résultats des calculs des refends transversaux

b- Sens longitudinal:

voile	L(m)	ep(m)	Ix(m ⁴)
VL1	1	0.2	0.016
VL2	1	0.2	0.016
VL3	1	0.2	0.016
VL4	1	0.2	0.016
VL5	1	0.2	0.016
VL6	1	0.2	0.016
VL7	3.2	0.2	0.54
VL8	3	0.2	0.45
VL9	1	0.2	0.016
VL10	1	0.2	0.016
VL11	3.2	0.2	0.54
VL12	1	0.2	0.016
VL13	1	0.2	0.016
VL14	1	0.2	0.016
VL15	3	0.2	0.45
VL16	1	0.2	0.016
VL17	1	0.2	0.016
VL18	1	0.2	0.016
VL19	1	0.2	0.016
VL20	1	0.2	0.016
P1	1.6	0.2	0.068
		total	2.32

Tableau 4.2: les résultats des calculs des refends longitudinaux

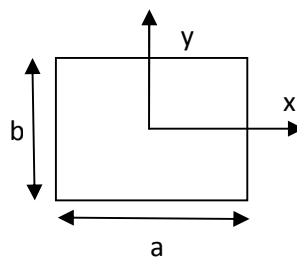
IV-3 : Calcul les inerties des poteaux :

Les inerties des poteaux dans les deux sens serrant donnée comme suit :

➤ **1^{er} cas des poteaux :(longitudinaux et transversaux) :**

$$I_y = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

$$I_x = \frac{b \cdot a^3}{12}$$



IV.4. Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

CALCUL DE L'INERTIE FICTIVE :

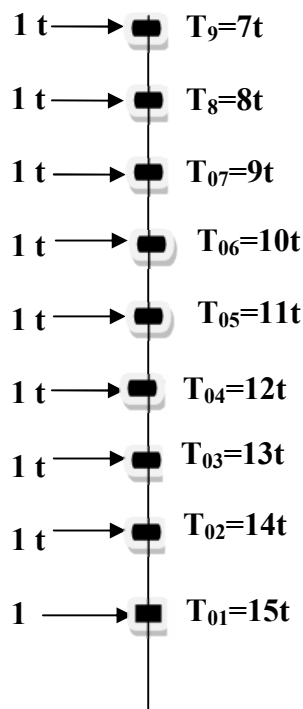


Fig-IV-3 -Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : inertie fictive du portique au niveau **n**.

f_n : flèche du refend au même niveau **n**.

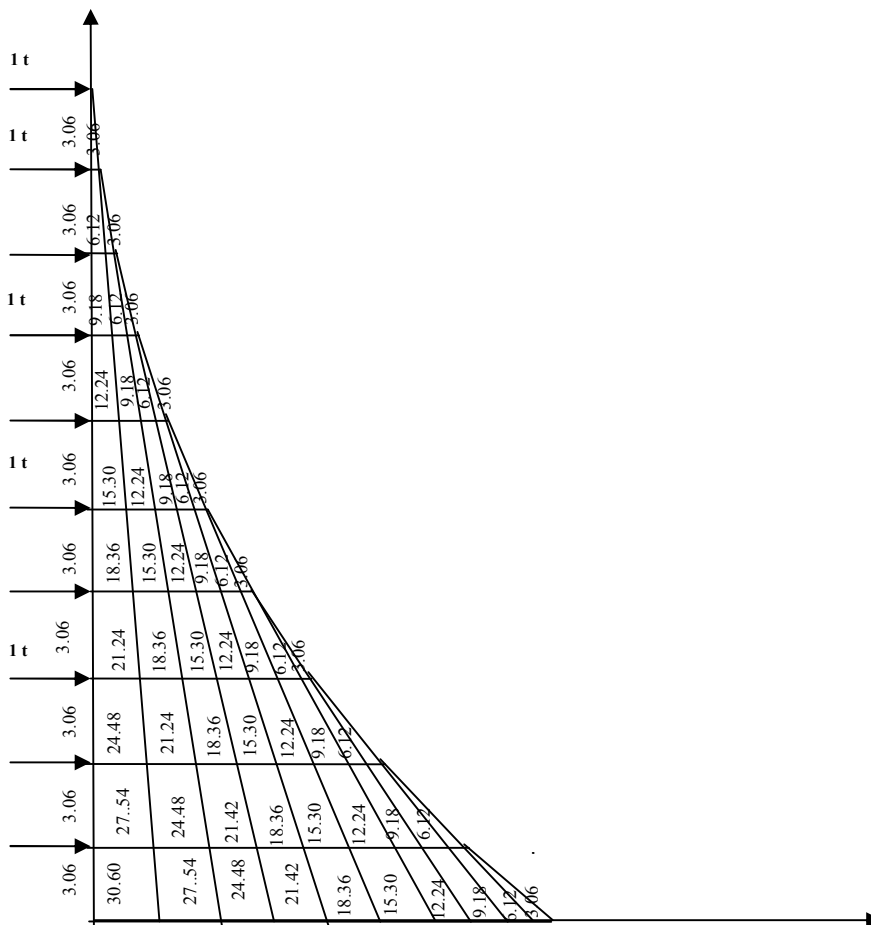
Δ_n : déplacement du portique au niveau **n**.

D_n : déplacement du niveau **n** (somme des déplacements des portiques du niveau **n**).

a)-Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenue par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

Diagramme des moments



La flèche est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

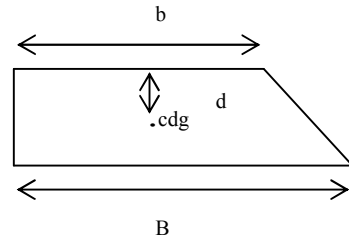
S_i : surface du trapèze

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

RAPPEL : surface & centre de gravité d'un trapèze.

$$S = (B+b) \times h/2$$

$$d = \frac{2B + b}{3 \times (B + b)} \times h$$



d_i : distance du centre de gravité du trapèze à sa petite base.

Le tableau suivant donne les aires « S_i », et la position du centre de gravité « d_i » par rapport à la petite base des trapèzes constituant le diagramme des moments.

Niv	h	b	B	S_i	d_i	$f_e \cdot EI$
10	3,06	0	3,06	4.682	2.04	2889.36
9	3,06	3,06	9,18	18.727	1.785	2879.81
8	3,06	9,18	18,36	42.136	1.7	2846.38
7	3,06	18,36	30,6	74.909	1.658	2774.75
6	3,06	30,6	45,9	117.045	1.632	2650.55
5	3,06	45,9	64,26	168.545	1.615	2459.53
4	3,06	64,26	85,68	229.408	1.603	2187.33
3	3,06	85,68	110,16	299.635	1.594	1819.59
2	3,06	110,16	137,7	379.226	1.587	1341.97
1	3,06	137,7	168,28	468.149	1.581	740.14

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_1 = \frac{740.14}{EI} ; f_2 = \frac{1341.97}{EI} ; f_3 = \frac{1819.59}{EI} ; f_4 = \frac{2187.33}{EI} ; f_5 = \frac{2459.53}{EI} ;$$

$$f_6 = \frac{2650.55}{EI} ; f_7 = \frac{2774.75}{EI} ; f_8 = \frac{2846.38}{EI} ; f_9 = \frac{2878.81}{EI} ; f_{10} = \frac{2889.36}{EI}.$$

b)-Calcul du déplacement des portiques :

$\Delta_n = \psi_n \times h$

 Avec

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur du portique considéré.

$\sum K_{pn}$: somme des raideurs des poteaux au niveau n .

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau n .

M_n : moment d'étage

$$M_n = T_n \times h$$

T_n : effort tranchant au niveau n .

➤ La rotation est donnée par les formules suivantes :

❖ Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{t_n}}$$

❖ Pour le premier niveau (RDC) :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1} + 2 \sum K_{p_1}}$$

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau n .

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L}$$

I_{tn} : inertie des poutres du niveau n .

L : portées des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent.

Les inerties fictives des portiques longitudinaux :

Sens longitudinal (1-1) et(6-6) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$10^4 \sum Kp$	$10^4 \sum Kt$	E θ_n	E ψ_n	E Δ_i	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	52.08	19.2	562.57	2234.37	6837.18	6837.18	740.14	0.10
2	3,06	27.54	24.48	34.17	19.2	2017.91	3243.33	9924.60	16761.79	1341.97	0.08
3	3,06	24.48	21.42	34.17	19.2	1187.01	1602.46	4903.54	21665.34	1819.59	0.08
4	3,06	21.42	18.36	34.17	19.2	771.55	979.28	2996.61	24661.11	2187.33	0.08
5	3,06	18.36	15.3	21.33	19.2	522.28	646.92	1979.57	26641.53	2459.53	0.092
6	3,06	15.3	12.24	21.33	19.2	356.10	439.19	1343.93	27985.46	2650.55	0.094
7	3,06	12.24	9.18	21.33	19.2	237.40	296.75	908.06	28893.52	2774.75	0.096
8	3,06	9.18	6.12	12.5	19.2	148.37	192.88	590.24	29483.77	2846.38	0.096
9	3,06	6.12	3.06	12.5	19.2	79.13	113.75	348.09	29831.86	2879.81	0.096
10	3,06	3.06	0	12.5	19.2	23.74	51.43	157.39	29989.25	2889.36	0.096

Sens longitudinal (2-2) et (5-5) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$\sum Kp$	$\sum Kt$	E θ_n	E ψ_n	E Δ_i	$\sum E\Delta_i$	EIF	li
1	3,06	30.06	27.54	0.000476596	0.01019608	1809.58	1150.47	3520.45	3520.45	740.14	0.21
2	3,06	27.54	24.48	0.000953191	0.01686275	2273.93	2177.86	6664.25	10184.71	1341.97	0.13
3	3,06	24.48	21.42	0.000953191	0.02352941	2006.41	2226.87	6814.24	16998.96	1819.59	0.10
4	3,06	21.42	18.36	0.000953191	0.03019608	1738.89	1931.76	5911.2	22910.18	2187.33	0.095
5	3,06	18.36	15.3	0.000953191	0.03431373	1471.37	1649.72	5048.15	27958.33	2459.53	0.08
6	3,06	15.3	12.24	0.000953191	0.03843137	1203.85	1370.78	4194.61	32152.94	2650.55	0.08
7	3,06	12.24	9.18	0.000953191	0.04254902	936.32	1094.06	3347.82	35500.77	2774.75	0.07
8	3,06	9.18	6.12	0.000953191	0.04490196	668.80	819.60	2507.98	38008.76	2846.38	0.07
9	3,06	6.12	3.06	0.000953191	0.04901961	401.28	545.44	1669.07	39677.83	2879.81	0.07
10	3,06	3.06	0	0.000953191	0.05313725	133.76	272.32	833.3	40511.13	2889.36	0.07

Sens longitudinal (4-4) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$\sum Kp$	$\sum Kt$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00048	0.006797	2289.95	1513.50	4631.31	4631.31	740.14	0.15
2	3,06	27.54	24.48	0.00048	0.011241	4500.57	3599.41	11014.20	15645.52	1341.97	0.08
3	3,06	24.48	21.42	0.00048	0.015686	3971.09	4365.88	13359.603	29005.12	1819.59	0.069
4	3,06	21.42	18.36	0.00048	0.020130	3441.61	3795.02	11612.77	40617.90	2187.33	0.05
5	3,06	18.36	15.3	0.00048	0.024575	2912.13	3239.13	9911.74	50529.65	2459.53	0.04
6	3,06	15.3	12.24	0.00048	0.029019	2382.65	2691.33	8235.47	58765.12	2650.55	0.045
7	3,06	12.24	9.18	0.00048	0.033464	1853.17	2148.39	6574.09	65339.22	2774.75	0.042
8	3,06	9.18	6.12	0.00048	0.03790	1323.69	1608.61	4922.37	70261.59	2846.38	0.040
9	3,06	6.12	3.06	0.00048	0.042352	794.21	1071	3277.26	73538.85	2879.81	0.039
10	3,06	3.06	0	0.00048	0.046797	264.73	534.92	1636.88	75175.73	2889.36	0.038

Sens longitudinal (3-3) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$\sum Kp$	$\sum Kt$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00053	0.00339	2939.16	2206.63	6752.29	6752.29	740.14	0.10
2	3,06	27.54	24.48	0.00106667	0.00562	2032.03	2893.89	8855.32	15607.61	1341.97	0.088
3	3,06	24.48	21.42	0.0016	0.00784	1195.31	1873.77	5733.74	21341.35	1819.59	0.085
4	3,06	21.42	18.36	0.00213333	0.01006	776.95	1163.47	3560.22	24901.58	2187.33	0.087
5	3,06	18.36	15.3	0.00266667	0.01228	525.93	775.96	2374.44	27276.02	2459.53	0.090
6	3,06	15.3	12.24	0.0032	0.01450	358.59	530.13	1622.21	28898.24	2650.55	0.091
7	3,06	12.24	9.18	0.00373333	0.01673	239.06	359.78	1100.95	29999.20	2774.75	0.092
8	3,06	9.18	6.12	0.00426667	0.01895	149.41	234.59	717.87	30717.07	2846.38	0.092
9	3,06	6.12	3.06	0.0048	0.02117	79.68	138.63	424.22	31141.29	2879.81	0.092
10	3,06	3.06	0	0.00533333	0.02339	23.90	62.69	191.84	31333.14	2889.36	0.092

Les inerties fictives des portiques transversaux

Sens transversal (A-A) et (J-J) :

Niv	h	Mn	Mn+1	ΣK_t	ΣK_p	E θ_n	E ψ_n	E Δ_i	$\Sigma E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.0004	0	6000	3000	9180	9180	740.14	0.08
2	3,06	27.54	24.48	0.0007	0	2827.17	4413.58	13505.57	22685.57	1341.97	0.059
3	3,06	24.48	21.42	0.0011	0	1687.5	2257.33	6907.45	29593.02	1819.59	0.061
4	3,06	21.42	18.36	0.0015	0	1105	1396.25	4272.52	33865.55	2187.33	0.064
5	3,06	18.36	15.3	0.0018	0	751.33	928.16	2840.19	36705.75	2459.53	0.067
6	3,06	15.3	12.24	0.0022	0	513.80	632.57	1935.67	38641.42	2650.55	0.068
7	3,06	12.24	9.18	0.0026	0	343.26	428.53	1311.32	39952.74	2774.75	0.069
8	3,06	9.18	6.12	0.0029	0	214.88	279.07	853.98	40806.72	2846.38	0.069
9	3,06	6.12	3.06	0.0033	0	114.75	164.81	504.34	41311.07	2879.81	0.069
10	3,06	3.06	0	0.0037	0	34.45	74.60	228.29	41539.36	2889.36	0.069

Sens transversal (B-B) et (I-I) :

Niv	h	Mn	Mn+1	ΣK_p	ΣK_t	E θ_n	E ψ_n	E Δ_i	$\Sigma E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00042	0.00169	4248.59	3598.39	11011.08	11011.08	740.14	0.067
2	3,06	27.54	24.48	0.00093	0.00281	2327.59	4104.69	12560.35	23571.43	1341.97	0.056
3	3,06	24.48	21.42	0.0014	0.00392	1328.90	2348.45	7186.26	30757.70	1819.59	0.059
4	3,06	21.42	18.36	0.0019	0.00503	851.27	1444.77	4420.99	35178.69	2187.33	0.062
5	3,06	18.36	15.3	0.0024	0.00614	571.27	960.30	2938.53	38117.23	2459.53	0.064
6	3,06	15.3	12.24	0.0029	0.00725	387.28	655.02	2004.36	40121.60	2650.55	0.06
7	3,06	12.24	9.18	0.0034	0.00836	257.13	444.13	1359.04	41480.64	2774.75	0.066
8	3,06	9.18	6.12	0.0039	0.00947	160.22	289.40	885.56	42366.21	2846.38	0.067
9	3,06	6.12	3.06	0.0044	0.01058	85.25	170.90	522.96	42889.17	2879.81	0.067
10	3,06	3.06	0	0.00499	0.01169	25.52	77.18	236.18	43125.36	2889.36	0.066

Sens transversal (C-C) et (H-H) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$\sum Kp$	$\sum Kt$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00046	0.00339	3204.98	2339.54	7158.99	7158.99	740.14	0.10
2	3,06	27.54	24.48	0.0009	0.00562	2327.59	3174.58	9714.24	16873.2	1341.97	0.079
3	3,06	24.48	21.42	0.0013	0.00784	1369.17	2108.48	6451.97	23325.21	1819.59	0.078
4	3,06	21.42	18.36	0.00186	0.01006	889.96	1306.91	3999.14	27324.36	2187.33	0.080
5	3,06	18.36	15.3	0.00232	0.01228	602.43	870.71	2664.39	29988.75	2459.53	0.082
6	3,06	15.3	12.24	0.00279	0.01450	410.75	594.46	1819.06	31807.82	2650.55	0.083
7	3,06	12.24	9.18	0.00325	0.01673	273.83	403.25	1233.96	33041.78	2774.75	0.083
8	3,06	9.18	6.12	0.00372	0.01895	171.14	262.85	804.32	33846.1	2846.38	0.084
9	3,06	6.12	3.06	0.00419	0.02117	91.27	155.29	475.22	34321.31	2879.81	0.083
10	3,06	3.06	0	0.00465	0.02339	27.38	70.22	214.90	34536.21	2889.36	0.083

Sens transversal (D-D) et (G-G) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$10^4 \sum Kp$	$10^4 \sum Kt$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00034	0.00509	3100.60	2041.66	6247.50	6247.50	740.14	0.11
2	3,06	27.54	24.48	0.0006	0.00843	3103.46	3374.2	10325.5	16572.65	1341.97	0.08
3	3,06	24.48	21.42	0.00104	0.01176	1825.56	2637.9	8072.02	24644.67	1819.59	0.073
4	3,06	21.42	18.36	0.00139	0.01509	1186.61	1624.32	4970.42	29615.09	2187.33	0.073
5	3,06	18.36	15.3	0.00174	0.01843	803.25	1077.94	3298.51	32913.61	2459.53	0.074
6	3,06	15.3	12.24	0.00209	0.02176	547.67	734.04	2246.16	35159.77	2650.55	0.075
7	3,06	12.24	9.18	0.00244	0.02509	365.11	497.07	1520.91	36680.69	2774.75	0.075
8	3,06	9.18	6.12	0.00279	0.02843	228.19	323.56	990.09	37670.79	2846.38	0.075
9	3,06	6.12	3.06	0.00314	0.03176	121.70	191.0	584.47	38255.27	2879.81	0.075
10	3,06	3.06	0	0.00349	0.03509	36.51	86.373	264.30	38519.57	2889.36	0.075

Sens transversal (E-E) et (F-F) :

Niv	h	Mn	Mn+1	$\sum Kp$	$\sum Kt$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	li Niv
1	3,06	30.06	27.54	0.00069	0.00509	2143.67	1563.20	4783.39	4783.39	740.14	0.15
2	3,06	27.54	24.48	0.00138	0.00843	1559.94	2124.00	6499.45	11282.85	1341.97	0.11
3	3,06	24.48	21.42	0.00208	0.01176	917.613	1412.17	4321.26	15604.12	1819.59	0.11
4	3,06	21.42	18.36	0.00277	0.01509	596.448	875.25	2678.29	18282.41	2187.33	0.11
5	3,06	18.36	15.3	0.00347	0.01843	403.7	583.11	1784.31	20066.73	2459.53	0.12
6	3,06	15.3	12.24	0.00416	0.02176	275.284	398.09	1218.18	21284.91	2650.55	0.12
7	3,06	12.24	9.18	0.00486	0.02509	183.522	270.04	826.33	22111.24	2774.75	0.12
8	3,06	9.18	6.12	0.00555	0.02843	114.701	176.01	538.61	22649.86	2846.38	0.12
9	3,06	6.12	3.06	0.00625	0.03176	61.1742	103.99	318.22	22968.08	2879.81	0.12
10	3,06	3.06	0	0.00694	0.03509	18.3522	47.028	143.90	23111.99	2889.36	0.12

Les inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I lon	1.12	0.75	0.66	0.62	0.62	0.6	0.59	0.59	0.59	0.59
I tra	1.014	0.76	0.76	0.76	0.8	0.8	0.8	0.83	0.83	0.83

IV-5-Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ SENS TRANSVERSAL (Y-Y)

Inertie total (**Voile + Portique**)..... $2.92 m^4$ 100%
 Inertie moyenne des portiques $0.58 m^4$ 19.8%
 Inertie des voiles..... $2.34 m^4$ 80%

❖ SENS LONGITUDINAL(X-X)

Inertie total (**Voile + Portique**)..... $12.26 m^4$ 100%
 Inertie moyenne des portiques..... $0.8 m^4$ 6.52%
 Inertie des voiles..... $11.46 m^4$ 93.4%

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans les deux sens les inerties des voiles est nettement plus grandes que celles des portiques.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «mixte, assuré par des voiles et des portiques», les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Presque la totalité des charges horizontales vont être reprises par les voiles proportionnellement à leurs rigidités relatives.

IV-6 : Caractéristiques géométriques :**IV-6 -1 : Rigidités des portiques :**

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utiliser pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau.

Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Etapas de calcul:**A)-Déterminations des longueurs de calcul des barres (poutres et poteaux) :****❖ poutres :**

$$L_c = L + \frac{1}{2} h_{ptr} \leq L_0$$

L_c : longueur de calcul utiliser par MUTO.

L : longueur entre axes des poteaux.

h_{ptr} : longueur entre nus des appuis

❖ poteaux :

$$h_c = h + \frac{1}{2} h_{pot} \leq h_e$$

h_c : hauteur de calcul utiliser par MUTO.

h : hauteur entre axes des poutres.

h_{ptr} : hauteur entre nus des poutres.

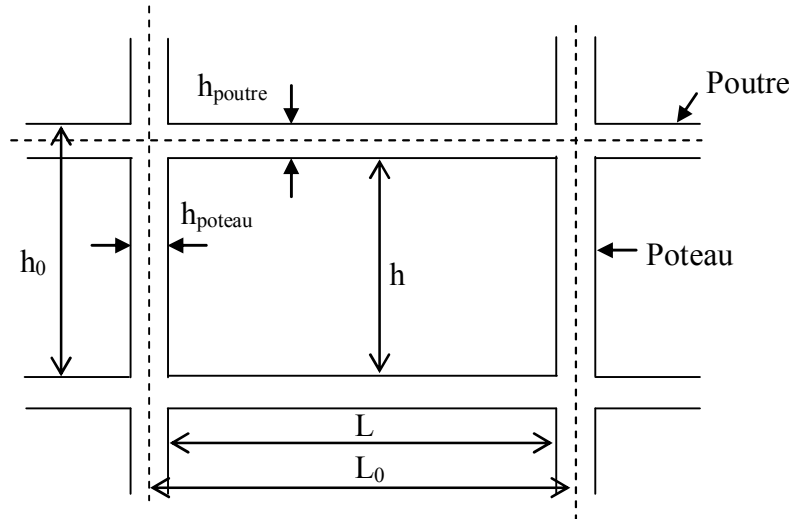


Fig V 4 identification des paramètres

B)-Calcul des rigidités linéaires :

➤ Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$ I_{pot} : le moment d'inertie du poteau.

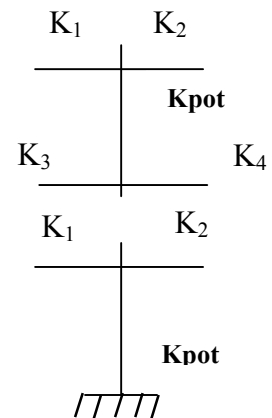
➤ Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$ I_{ptr} : le moment d'inertie de la poutre.

C)-calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

➤ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres)}{2K_{pot}}$$

Fig-IV-4- Identification des paramètres.



- Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres\ sup + poutres\ inf)}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$

D)-Calcul des coefficients de rigidités des poteaux :

- Cas d'étage courant : $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Cas du RDC : $a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteau encasté)

E)-calcul des rigidités des poteaux «i» au niveau «j» :

$$r_j^i = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^i K_{potj}^i \quad E : \text{module de déformation instantanée du béton}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

F)- calcul de la rigidité d'un portique au niveau «j» :

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \quad \text{pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \quad \text{pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Remarque :

Les poteaux de notre structure présente les mêmes conditions aux appuis ils auront donc la même rigidité dans le sens considéré.

Le calcul des rigidités des poteaux des différents niveaux dans les deux sens considéré est résumé dans les deux tableaux qui suivent :

Rigidité du portique longitudinal (2-2) et (6-6):

	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jx} (kN/m)
RDC	B	0.0017	0	0	0	2.56	0	112976.416
	C	0.0017	1.04705882	0.17181467	0.00029208	2.56	44037.2816	
	D	0.0017	1.04705882	0.17181467	0.00029208	2.56	44037.2816	
	E	0.0017	0.48235294	0.0971564	0.00016517	2.56	24901.8528	

1-3	B	0.0013	0	0	0	2.56	0	126662.887
	C	0.0013	0.68461538	0.25501433	0.00033152	2.56	49982.6486	
	D	0.0013	0.68461538	0.25501433	0.00033152	2.56	49982.6486	
	E	0.0013	0.31538462	0.13621262	0.00017708	2.56	26697.5893	

4-6	B	0.0008	1.28	0	0	2.56	0	330183.563
	C	0.0008	1.12	1.1125	0.00089	2.56	134184.188	
	D	0.0008	1.5	1.1125	0.00089	2.56	134184.188	
	E	0.0008	1.25	0.5125	0.00041	2.56	61815.1875	

7-9	B	0.0004	2.5	0	0	2.56	0	330183.563
	C	0.0004	2.25	2.225	0.00089	2.56	134184.188	
	D	0.0004	3	2.225	0.00089	2.56	134184.188	
	E	0.0004	2.5	1.025	0.00041	2.56	61815.1875	

Rigidité du portique longitudinal (3-3) et (5-5):

Niv	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jx} (kN/m)
RDC	B	0.0017	0	0	0	2.56	0	62135
	C	0.0017	1.88235294	0.2424	0.000412	2.56	62135	
	D	0.0017	0	0	0	2.56	0	
	E	0.0017	0	0	0	2.56	0	

1AU3	B	0.0013	0	0	0	2.56	0	74666.4286
	C	0.0013	1.23076923	0.3809	0.000495	2.56	74666.4286	
	D	0.0013	0	0	0	2.56	0	
	E	0.0013	0	0	0	2.56	0	

4AU6	B	0.0008	1.28	0	0	2.56	0	241230
	C	0.0008	1.12	2	0.0016	2.56	241230	
	D	0.0008	1.5	0	0	2.56	0	
	E	0.0008	1.25	0	0	2.56	0	

7AU9	B	0.0004	2.5	0	0	2.56	0	241230
	C	0.0004	2.25	4	0.0016	2.56	241230	
	D	0.0004	3	0	0	2.56	0	
	E	0.0004	2.5	0	0	2.56	0	

Rigidité du portique longitudinal (4-4):

Niv	file	Kpot	K'	A _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jx} (kN/m)
RDC	B	0.0017	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	44681.8499
	C	0.0017	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	
	D	0.0017	1.0706	0.17	0.0003	2.56	44681.8499	
	E	0.0017	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	

1AU3	B	0.0013	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	50814.6528
	C	0.0013	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	
	D	0.0013	0.7000	0.25	0.0003	2.56	50814.6528	
	E	0.0013	0.0000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	

4AU6	B	0.0008	1.2800	0.00	0.0000	2.56	0.0000	137199.5625
	C	0.0008	1.1200	0.00	0.0000	2.56	0.0000	
	D	0.0008	1.5000	1.13	0.0009	2.56	137199.5625	
	E	0.0008	1.2500	0.00	0.0000	2.56	0.0000	

7AU9	B	0.0004	2.5000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	137199.5625
	C	0.0004	2.2500	0.00	0.0000	2.56	0.0000	
	D	0.0004	3.0000	2.27	0.0009	2.56	137199.5625	
	E	0.0004	2.5000	0.00	0.0000	2.56	0.0000	

Rigidité des portiques transversaux :

Rigidité des portiques transversaux (B-B) et (I-I):

Niv	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jy} (kN/m)
RDC	1	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	47424.6676
	2	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	3	0.0017	1.2118	0.1886	0.0003	2.61	47424.6676	
	4	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

1AU3	1	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	54548.7426
	2	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	3	0.0013	0.7923	0.2837	0.0004	2.61	54548.7426	
	4	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

4AU6	1	0.0008	1.2800	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	152316.8736
	2	0.0008	1.1200	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	3	0.0008	1.5000	1.2875	0.0010	2.61	152316.8736	
	4	0.0008	1.2500	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

7AU9	1	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	152316.8736
	2	0.0004	2.2500	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	3	0.0004	3.0000	2.5750	0.0010	2.61	152316.8736	
	4	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

Rigidité des portiques transversaux (C-C) et (H-H):

Niv	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jy} (kN/m)
RDC	1	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	43510.9814
	2	0.0017	1.0588	0.1731	0.0003	2.61	43510.9814	
	3	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	4	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

1AU3	1	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	49434.3251
	2	0.0013	0.6923	0.2571	0.0003	2.61	49434.3251	
	3	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	4	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

4AU6	1	0.0008	1.2800	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	133092.4138
	2	0.0008	1.1200	1.1250	0.0009	2.61	133092.4138	
	3	0.0008	1.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	4	0.0008	1.2500	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

7AU9	1	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	133092.4138
	2	0.0004	2.2500	2.2500	0.0009	2.61	133092.4138	
	3	0.0004	3.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	
	4	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	

Rigidité des portiques transversaux (D-D) et (G-G):

Niv	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jy} (kN/m)
RDC	1	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	156039.3817
	2	0.0017	1.4118	0.2069	0.0004	2.61	52013.1272	
	3	0.0017	1.4118	0.2069	0.0004	2.61	52013.1272	
	4	0.0017	1.4118	0.2069	0.0004	2.61	52013.1272	

1AU3	1	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	182126.4610
	2	0.0013	0.9231	0.3158	0.0004	2.61	60708.8203	
	3	0.0013	0.9231	0.3158	0.0004	2.61	60708.8203	
	4	0.0013	0.9231	0.3158	0.0004	2.61	60708.8203	

4AU6	1	0.0008	1.2800	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	532369.6552
	2	0.0008	1.1200	1.5000	0.0012	2.61	177456.5517	
	3	0.0008	1.5000	1.5000	0.0012	2.61	177456.5517	
	4	0.0008	1.2500	1.5000	0.0012	2.61	177456.5517	

7AU9	1	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	532369.6552
	2	0.0004	2.2500	3.0000	0.0012	2.61	177456.5517	
	3	0.0004	3.0000	3.0000	0.0012	2.61	177456.5517	
	4	0.0004	2.5000	3.0000	0.0012	2.61	177456.5517	

Rigidité des portiques transversaux (E-E) et (F-F):

Niv	file	Kpot	K'	a _{ij}	a _{ij} *Kpot	h(m)	r _{jx}	ΣR _{jy} (kN/m)
RDC	1	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	139664.8787
	2	0.0017	1.1765	0.1852	0.0003	2.61	46554.9596	
	3	0.0017	1.1765	0.1852	0.0003	2.61	46554.9596	
	4	0.0017	1.1765	0.1852	0.0003	2.61	46554.9596	

1AU3	1	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	160203.8314
	2	0.0013	0.7692	0.2778	0.0004	2.61	53401.2771	
	3	0.0013	0.7692	0.2778	0.0004	2.61	53401.2771	
	4	0.0013	0.7692	0.2778	0.0004	2.61	53401.2771	

4AU6	1	0.0008	1.2800	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	443641.3793
	2	0.0008	1.1200	1.2500	0.0010	2.61	147880.4598	
	3	0.0008	1.5000	1.2500	0.0010	2.61	147880.4598	
	4	0.0008	1.2500	1.2500	0.0010	2.61	147880.4598	

7AU9	1	0.0004	2.5000	0.0000	0.0000	2.61	0.0000	443641.3793
	2	0.0004	2.2500	2.5000	0.0010	2.61	147880.4598	
	3	0.0004	3.0000	2.5000	0.0010	2.61	147880.4598	
	4	0.0004	2.5000	2.5000	0.0010	2.61	147880.4598	

V-5-2 : Rigidité des voiles :

➤ Dans le sens longitudinal : $R_{vx} = \frac{12 \times EI_y}{h^3}$

➤ Dans le sens transversal : $R_{vy} = \frac{12 \times EI_x}{h^3}$

Telle que : h : hauteur du voile.

I_x et I_y Inertie des voiles longitudinaux et transversaux respectivement.

Le calcul est résumé dans les tableaux suivants :

Rigidité des voiles longitudinaux :

Niv	voile	h(m)	lx(m ⁴)	E(KN/m ²)	Rvy(KN/m)	ΣRvy(KN/m)
RDC à 9	VL1	3,06	0.016	32164200	215530.98	215530.98
	VL2	3,06	0.016		215530.98	
	VL3	3,06	0.016		215530.98	
	VL4	3,06	0.016		215530.98	
	VL5	3,06	0.016		215530.98	
	VL6	3,06	0.016		215530.98	
	VL7	3,06	0.54		7274170.57	
	VL8	3,06	0.45		6061808.81	
	VL9	3,06	0.016		215530.98	
	VL10	3,06	0.016		215530.98	
	VL11	3,06	0.54		7274170.57	
	VL12	3,06	0.016		215530.98	
	VL13	3,06	0.016		215530.98	
	VL14	3,06	0.016		215530.98	
	VL15	3,06	0.45		6061808.81	
	VL16	3,06	0.016		215530.98	
	VL17	3,06	0.016		215530.98	
	VL18	3,06	0.016		215530.98	
	VL19	3,06	0.016		215530.98	
	VT20	3,06	0.016		215530.98	
P1	3,06	0.068	916006.664			

Rigidité des voiles transversaux :

Niv	voile	h(m)	ly(m ⁴)	E(KN/m ²)	Rvx(KN/m)	ΣRvx(KN/m)
RDC à 9	VT1	3.06	1.06	32164200	14278927.4	14278927.4
	VT2	3.06	1.06		14278927.4	
	VT3	3.06	1.06		14278927.4	
	VT4	3.06	1.06		14278927.4	
	VT5	3.06	1.73		23304287.2	
	VT6	3.06	1.73		23304287.2	
	VT7	3.06	1.73		23304287.2	
	VT8	3.06	1.73		23304287.2	

Rigidité de l'ensemble (portique + voiles) :

Niv	Portiques		voiles		portiques+voiles	
	ΣRjX	ΣRjY	ΣRvx	ΣRvy	Rjx	ΣRjy
RDC	439586.532	773279.819	14278927.4	215530.98	14718513.9	988810.799
1-3	504287.937	892626.72	14278927.4	215530.98	14783215.3	1108157.7
4- 6	1417226.25	2522840.64	14278927.4	215530.98	15696153.7	2738371.62
7-9	1417226.25	2522840.64	14278927.4	215530.98	15696153.7	2738371.62

REMARQUE :

La suite de l'étude de contreventement est faite par le logiciel ETABS

Chapitre V:

Chapitre V:

Vérification des résultats ETABS

Le séisme peut être défini comme un mouvement transitoire. Ce mouvement s'effectue généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurs intensités, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions. D'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte des phénomènes naturels pendant la conception des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations dues au séisme. C'est pour quoi la structure doit être conçue et construite conformément aux règles parasismiques ne vigueur de façon a offrir un degré de protection acceptable.

VI-1 : choix de la méthode :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Contrairement aux deux dernières méthodes. la méthode statique équivalente exige un certains nombres de conditions à satisfaire.

VI-2 : Méthode Statique Equivalente :

Principe de la MSE :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la méthode :

- Condition sur la hauteur. $H < 30\text{m}$ en zone III et $< 65\text{m}$ en zones I et II
- Régulier en plan.
- Régulier en élévation.

Si les conditions ne sont pas satisfaites il faut voir les conditions complémentaires.

(Pour la zone III groupe d'usage 2 la hauteur doit être inférieure à 17m ou 5niveaux).

On remarque que les conditions ne sont pas satisfaites pour notre bâtiment. Donc, on opte pour une autre méthode.

VI-3 : Méthode Dynamique Modale Spectrale :

a- Principe de la méthode :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques engendrées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Modélisation de la structure :

Pour les structures irrégulière en plan sujettes a la torsion et comportant des plancher rigides, sont représentées par un modèle tridimensionnels encastré à la base où les masses sont encastrées au niveau des centres de gravités de des planchers avec 3 DDI

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+ 9 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

- ✓ Les poteaux. poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plaine par un élément de type **SHELL**.

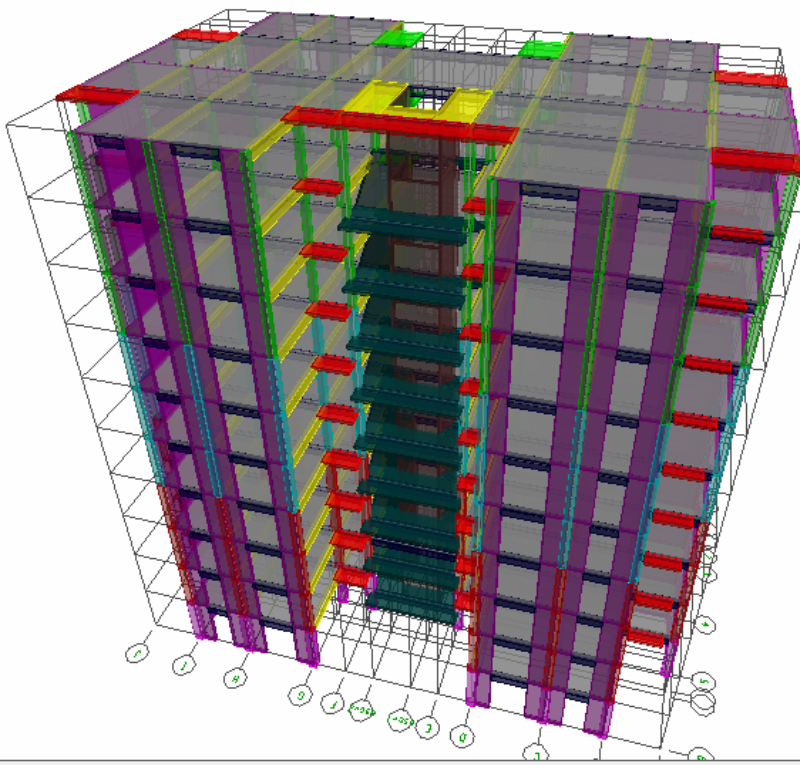


Fig VI-1 : Modèle 3D de la structure.

VI-4 : Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ✚ Les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✚ Reprendre la totalité des charges horizontales.
- ✚ Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✚ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

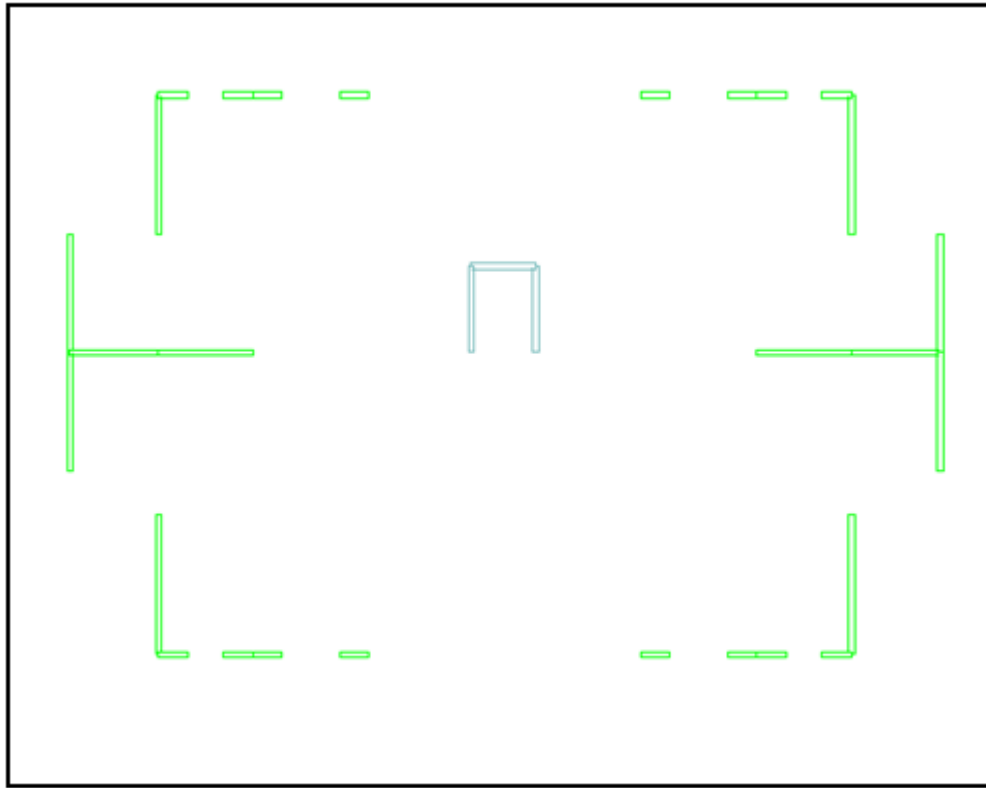


Fig VI-2 : Disposition des voiles dans la structure.

VI-5 : Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003/Art 4.13})$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0.25 [zone III. groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

R = 5 [voiles porteur et portiques (RPA 2003/Tableau 4.3)].

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76 > 0.7$ ($\xi=10\%$ remplissage dense en béton armé)

$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec ;} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$ [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

VI-6 : Calcul du facteur de qualité Q :

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

➤ **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P _q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

Tableau V-1

$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.05$

➤ Sens longitudinal :

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.00
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

Tableau V-2

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00)$$

$$Q = 1$$

$Q = 1$; tous les critères sont vérifiés. Les deux conditions de régularité en plan et en élévation sont prises en compte directement par le modèle 3D.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant

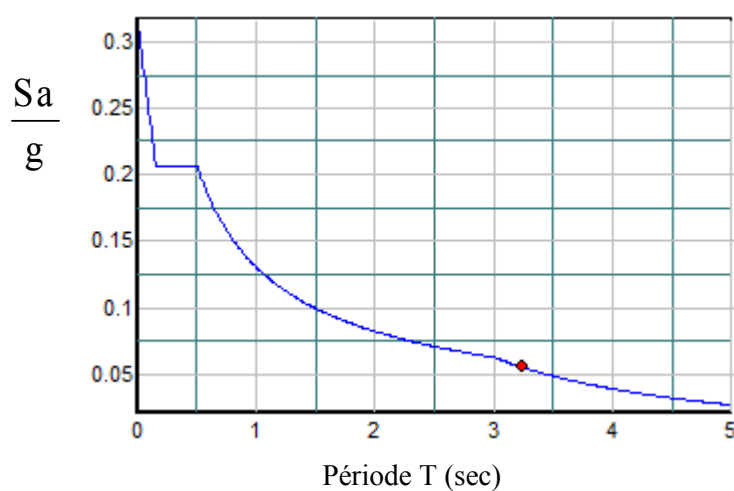


Fig VI-3 : Spectre de réponse de calcul.

VI-7 : Nombre de modes à considérer :

- a) 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.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_K la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9.49)$
Donc : **K=10** nombre de modes.

V-8 : Combinaison des réponses modales :

$$\text{➤ } r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres. la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple. la réponse totale est donnée par :

$$\triangleright E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

V-9 : Caractéristiques géométriques de la Structure :**a- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveau	Masse	Masse	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
			Story	MassX (ton)	MassY (ton)	XCM	YCM	XCR	YCR	ex
STORY10	60.091	60.091	14.749	9.594	14.747	10.191	0.002	-0.597	1.495	1.495
STORY9	69.505	69.505	14.748	9.565	14.747	10.195	0.001	-0.63		
STORY8	69.498	69.498	14.748	9.575	14.747	10.198	0.001	-0.623		
STORY7	70.4475	70.4475	14.748	9.574	14.747	10.204	0.001	-0.63		
STORY6	71.5522	71.5522	14.748	9.574	14.747	10.213	0.001	-0.639		
STORY5	71.5522	71.5522	14.748	9.574	14.747	10.226	0.001	-0.652		
STORY4	72.6716	72.6716	14.748	9.573	14.747	10.242	0.001	-0.669		
STORY3	73.9463	73.9463	14.748	9.573	14.747	10.263	0.001	-0.69		
STORY2	74.2493	74.2493	14.748	9.592	14.746	10.272	0.001	-0.68		
STORY1	76.0704	76.0704	14.748	9.511	14.745	10.156	0.001	-0.645		

Tableau V-4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**b- l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans. On supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✚ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✚ Excentricité théorique résultant des plans.

c- Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 29.9 = 1.495 \text{ m}$

$$e_y = 0.05 \times 29.9 = 1.495 \text{ m}$$

V-10 : Caractéristiques dynamiques de la structure :**a- Masse modale participante :**

Le critère stipule que la somme des masse modales effectives pour les modes retenues doit être égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.591122	68.5226	0.0005	68.5226	0.0005
2	0.552651	0.0005	66.3293	68.523	66.3298
3	0.395548	0.1475	0	68.6706	66.3298
4	0.150938	18.9766	0	87.6471	66.3298
5	0.126377	0	20.0214	87.6471	86.3512
6	0.096519	0.0405	0	87.6877	86.3512
7	0.070977	6.0003	0	93.688	86.3512
8	0.055659	0	7.1064	93.688	93.4575
9	0.045036	2.7402	0	96.4282	93.4575

Tableau VI-5 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{emp} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_n}{D} ; C_T \times h_N^{3/4} \right\}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 30.6m. \\ D = 29.9 m. \\ C_T = 0.05 \end{array} \right.$$

$$T_{emp} = \min\{0.554 ; 0.650\} = 0.5 \text{ sec}$$

$$T_{num} = 0.554 + (0.3 \times 0.554) = 0.7202 \text{ sec} > T_{ETABS} = \mathbf{0.5911 \text{ sec}} \dots\dots \mathbf{Condition \text{ vérifiée.}}$$

b- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**(Art 4-3-6)**

Selon le RPA 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 déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **(RPA 2003/Tableau 4.1)** suivant la zone sismique (III) et le groupe d'usage du bâtiment (2) : **A= 0.25**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$. $T_2 = 0.50$ (RPA/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 10\%$. $\rightarrow \eta = 0.76$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.554 \text{ sec.} \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.}$$

Donc :

$$D = 2.5(0.76) \left(\frac{0.50}{0.554} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.77$$

- ❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA 2003/Tableau 4.3**)
R= 5
- ❖ **Q** : facteur de qualité (**RPA/Art 5.7**)
Q = 1.05
- ❖ **W** : poids total de la structure. donné par **ETABS**

Story	masse etage	masse cumulée
Story10	434.89	434.89
Story9	402.99	837.88
Story8	401.31	1239.19
Story7	412.25	1651.44
Story6	412.25	2063.69
Story5	412.25	2475.94
Story4	424.87	2900.81
Story3	424.87	3325.68
Story2	426.5	3752.18
Story1	444.58	4196.76

Tableau VI-5: Poids total de la structure, et de chaque étage.

Case	C	Poids utilisés en ton	Effort tranchant à la base (V) en ton
YY	0.125	4196.76	524.595
XX	0.125	4196.76	524.595

Tableau VI-6: Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

$$\text{Avec : } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

MSE (RPA 2003)			C
Coefficients	A	0.25	0.125
	D	1.76	
	Q	1	
	R	3.5	

tableau VI-7 : La force sismique à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80 V_{max}$. il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. déplacements. moments....) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

	MSE	ETABS (Vt)	vérification
Sens X	0.8(524.595)	658.613	ok
Sens Y	0.8(524.595)	695.031	ok

Tableau VI-8 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

c- **Vérification des déplacements :**

On doit vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés par le tableau ci-dessous.

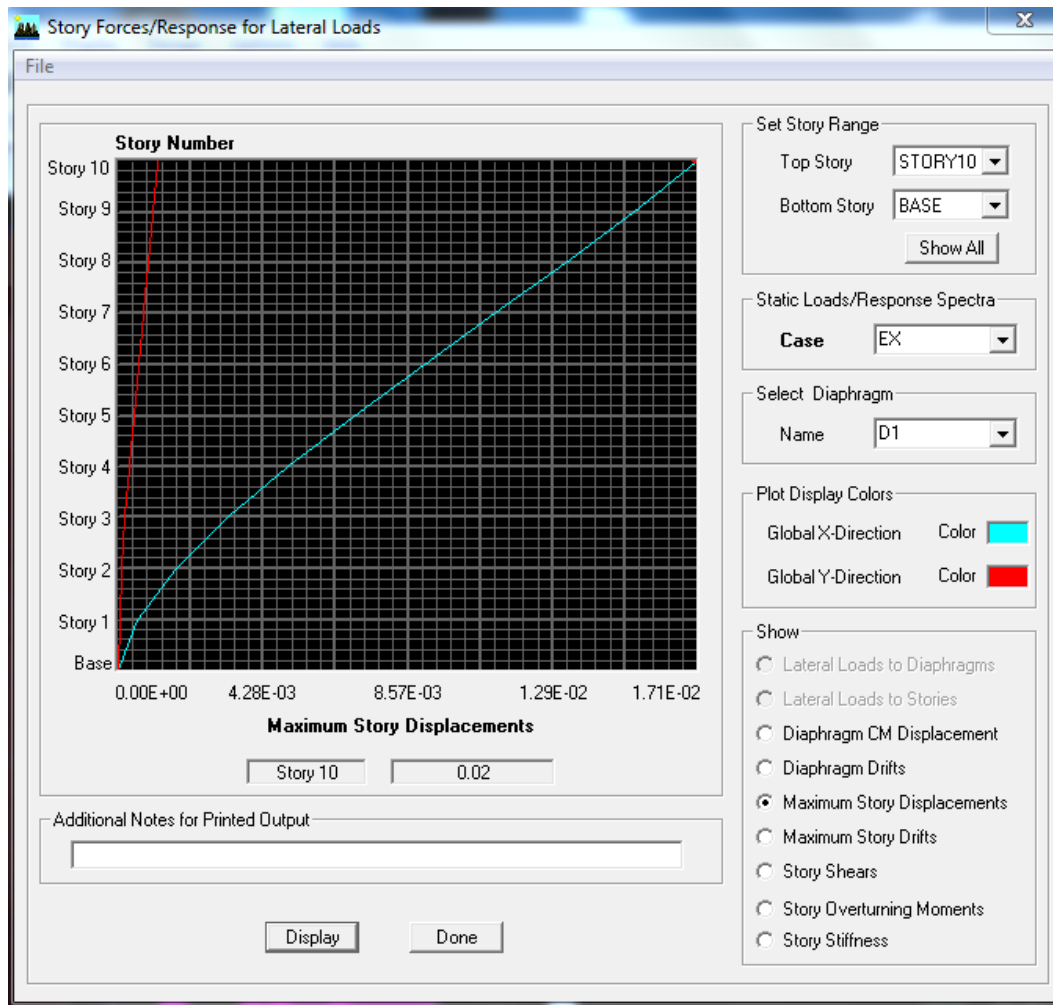


Fig.VI-5 Vérification des déplacements selon Ex.

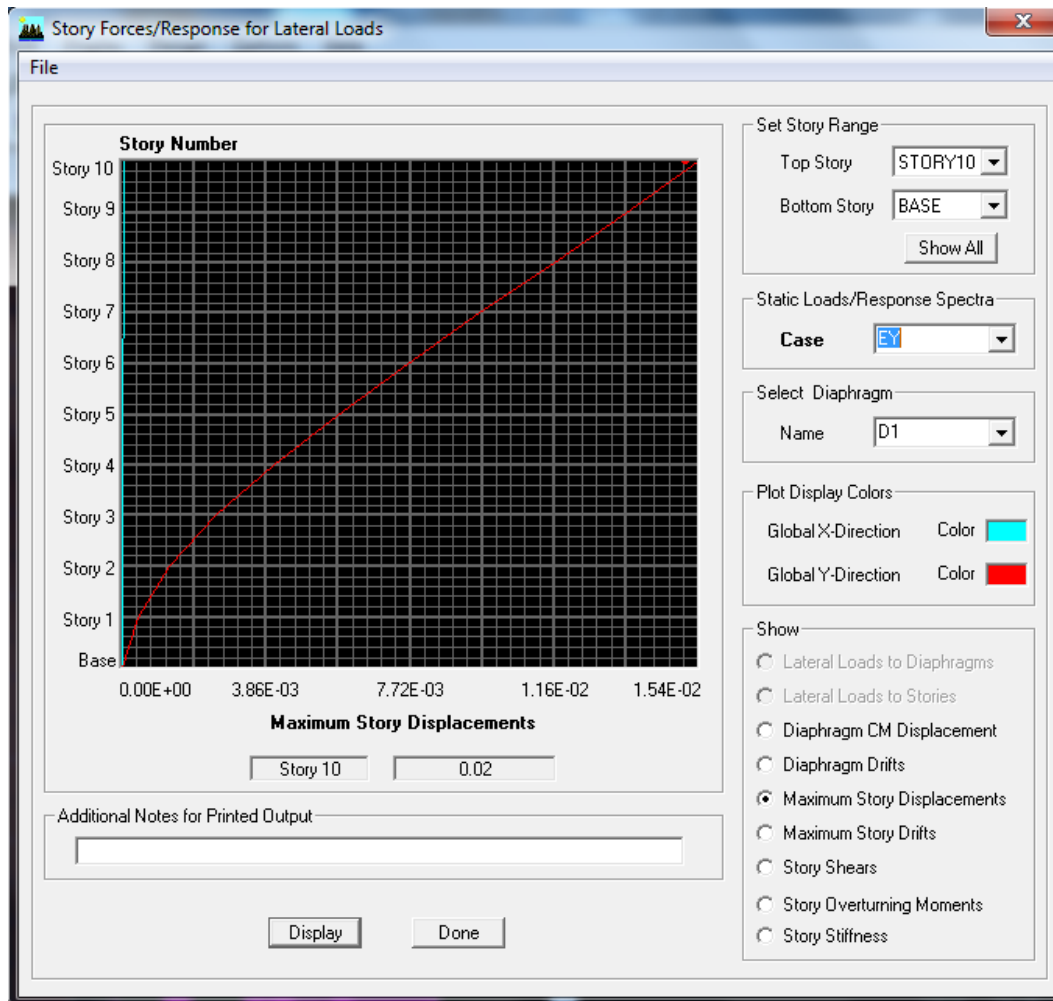


Fig.VI-6 Vérification des déplacements selon E_y.

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA \leq 1%h	OBS
	EX	EY			
	X	Y			
Story10	0.0165	0.0154	3.06	0.0306	vérifié
Story9	0.01470	0.0135	3.06	0.0306	Vérifié
Story8	0.0127	0.0116	3.06	0.0306	Vérifié
Story7	0.0107	0.0096	3.06	0.0306	Vérifié
Story6	0.0087	0.007	3.06	0.0306	Vérifié
Story5	0.0067	0.0058	3.06	0.0306	Vérifié
Story4	0.048	0.004	3.06	0.0306	Vérifié
Story3	0.0031	0.0025	3.06	0.0306	Vérifié
Story2	0.0016	0.0013	3.06	0.0306	Vérifié
Story1	0.0005	0.0004	3.06	0.0306	Vérifié

Tableau VI-9 : Vérification les déplacements relatifs.

VI-11 : justification vis-à-vis de l'effet P- :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times h_k}{V_k} \leq 0.1$$

- P_k : poids total de la structure
- V_k : Effort tranchant à l'étage considéré.
- H_k : hauteur de l'étage k.

Story	2sens	Sens x-x			Sens y-y			obs
	P_k	$\frac{x}{h_k}$	$V_k^x \cdot h_k$	θ_x	$\frac{y}{h_k}$	$V_k^y \cdot h_k$	θ_y	
Story10	434.89	0.0165	419.679	0.0170	0.0154	470.8422	0.0142	ok
Story9	837.88	0.0018	768.7638	0.0014	0.0019	841.9896	0.0018	ok
Story8	1239.19	0.002	1049.58	0.0019	0.0019	1120.1742	0.0021	ok
Story7	1651.44	0.002	1290.6468	0.0022	0.002	1360.782	0.0024	ok
Story6	2063.69	0.002	1495.881	0.0024	0.0019	1563.8742	0.0025	ok
Story5	2475.94	0.002	1661.733	0.0027	0.0019	1731.5622	0.0027	ok
Story4	2900.81	0.0019	1793.2824	0.0029	0.0018	1870.578	0.0027	ok
Story3	3325.68	0.0017	1894.8744	0.0028	0.0015	1982.268	0.0025	ok
Story2	3752.18	0.0015	1970.6706	0.0027	0.0012	2073.5478	0.0021	ok
Story1	4196.76	0.0011	2015.3466	0.0022	0.0009	2126.7918	0.0017	ok

tableau.VI.10 : effet P-

VI-12) calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

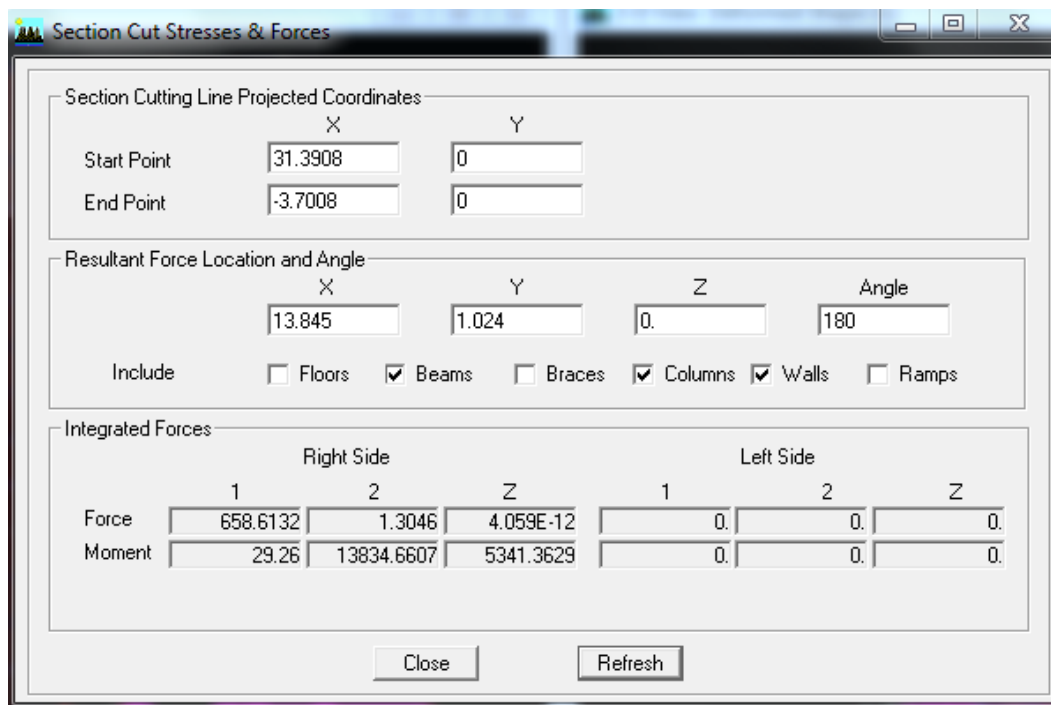


Fig VI-7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

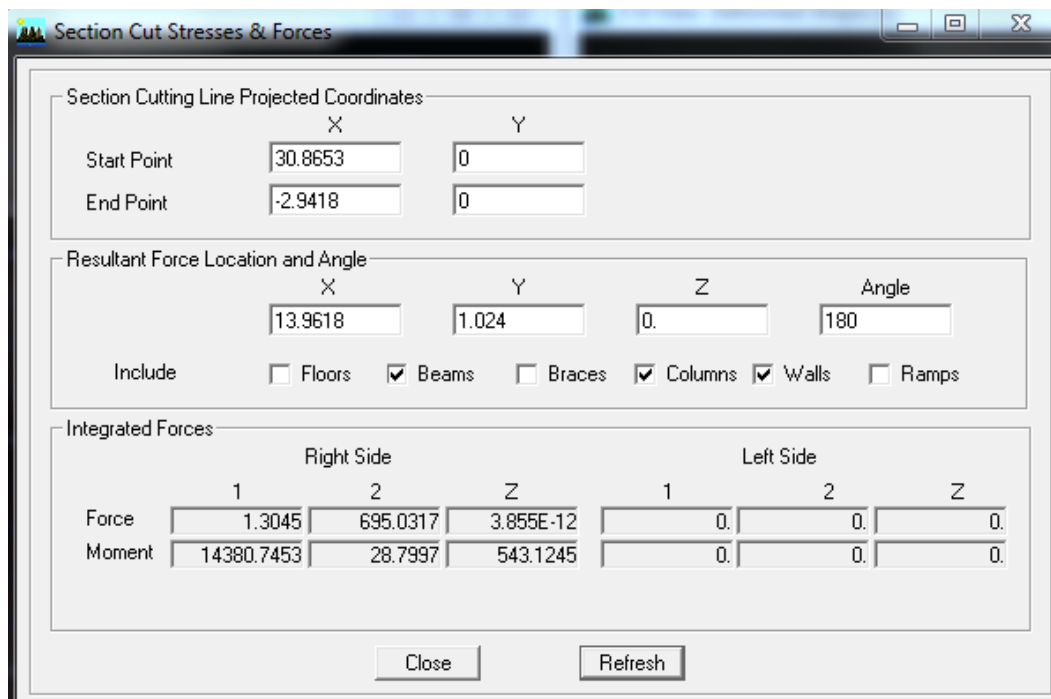


Fig VI-8 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

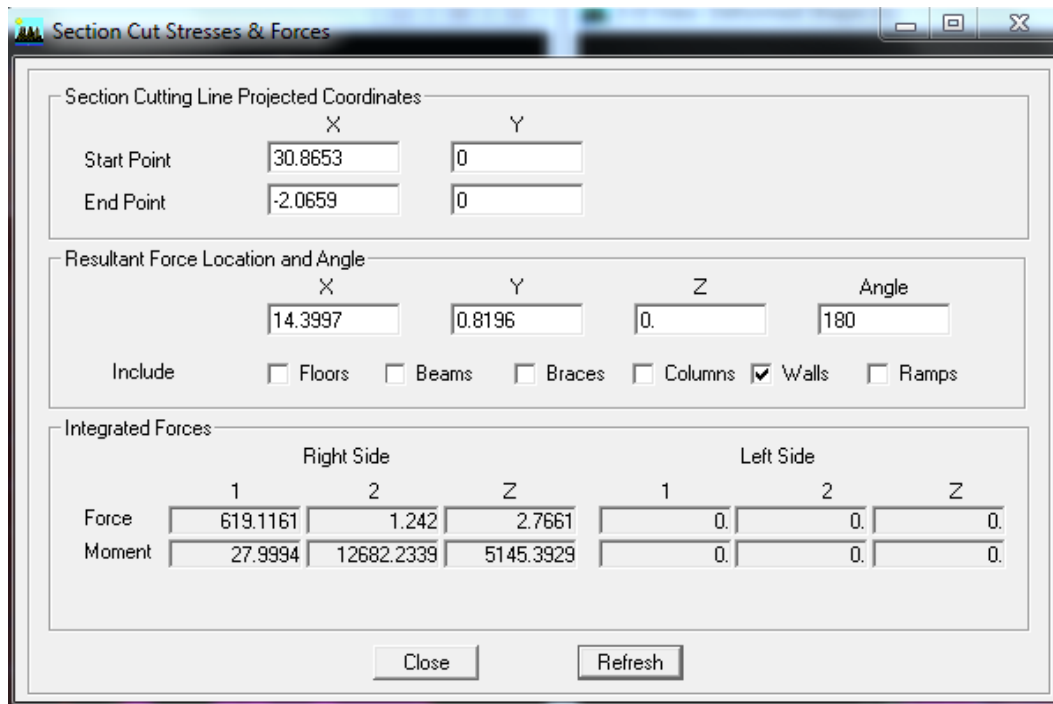


Fig VI-9 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

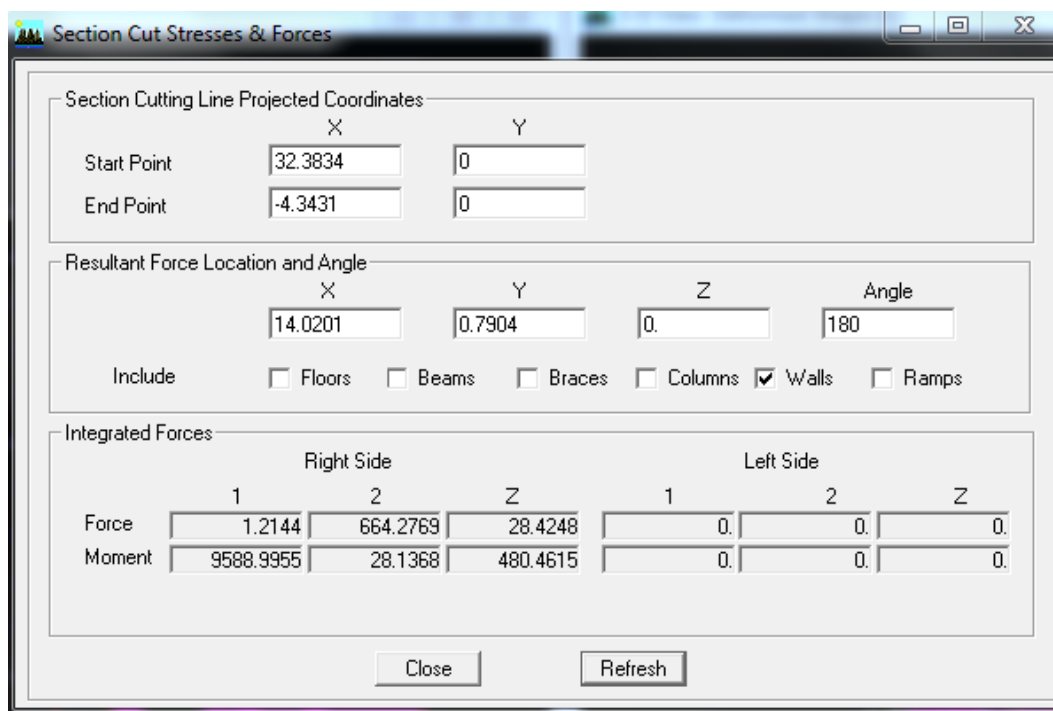


Fig VI-10 : Efforts repris par les voiles selon Ey

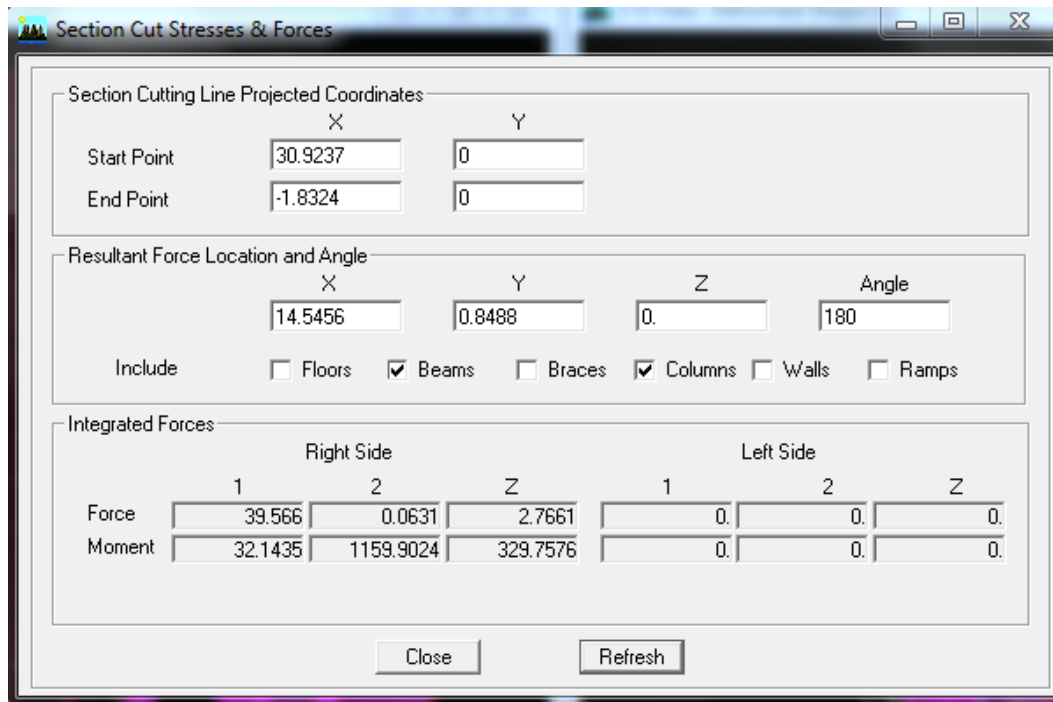


Fig.VI-11 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

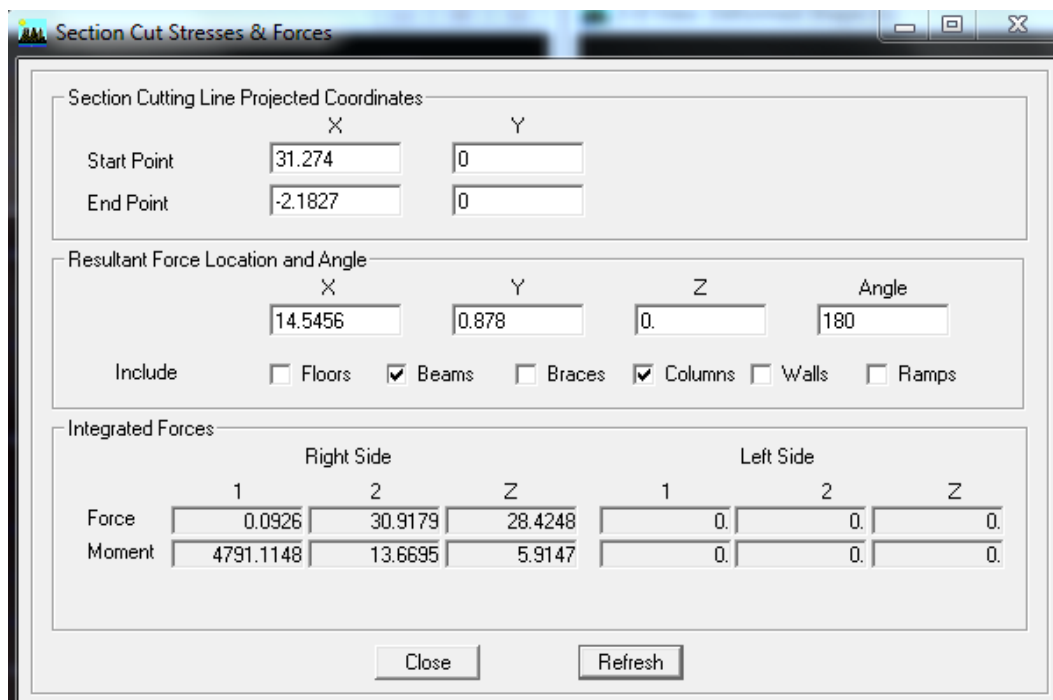


Fig.VI-12 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**Efforts repris par l'ensemble : **658.6132 ton**Efforts repris par les portiques : **39.566**Efforts repris par les voiles : **619.1161**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **6%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **94%**

➤ **Suivant yy :**Efforts repris par l'ensemble : **695.0317ton**Efforts repris par les portiques : **30.9179ton**Efforts repris par les voiles : **664.2769ton**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **4.44 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **95.56 %**

Calcul de pourcentage des voiles et des portiques sous les charges verticales :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.1901	0
End Point	31.3908	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.1003	1.3743	0.	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-7.610E-13	2.152E-11	-4019.662
Moment	0.	0.	0.	32811.89	1300.2494	4.457E-12

Close Refresh

Fig VI-12 : Efforts repris par l'ensemble.

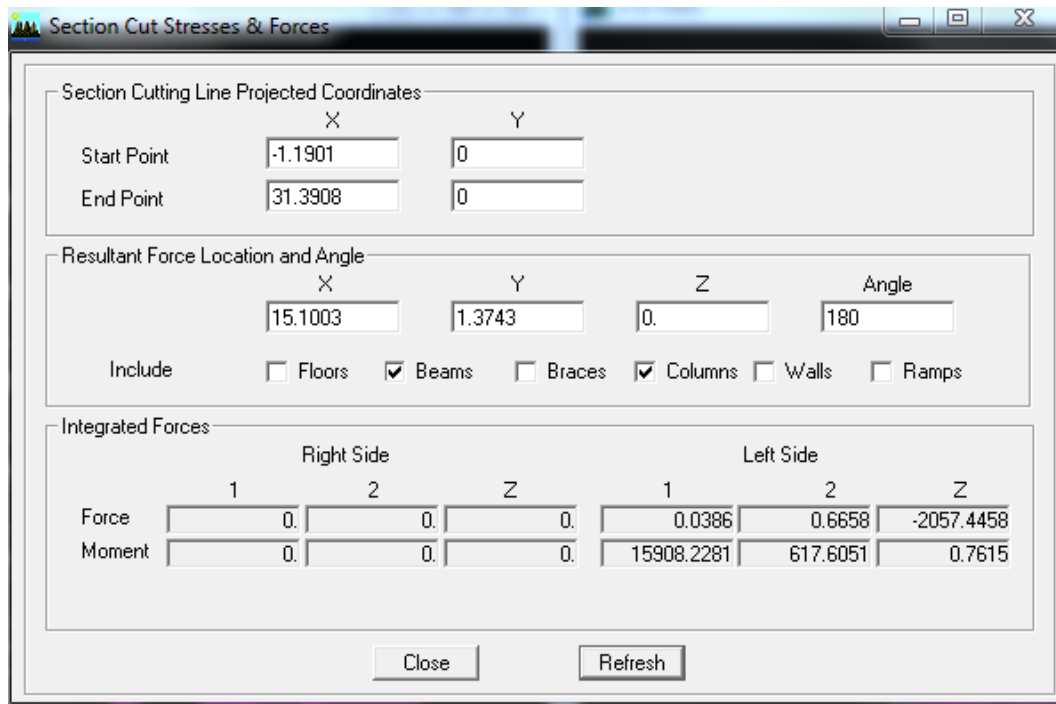


Fig VI-13 : Efforts repris par les portiques.

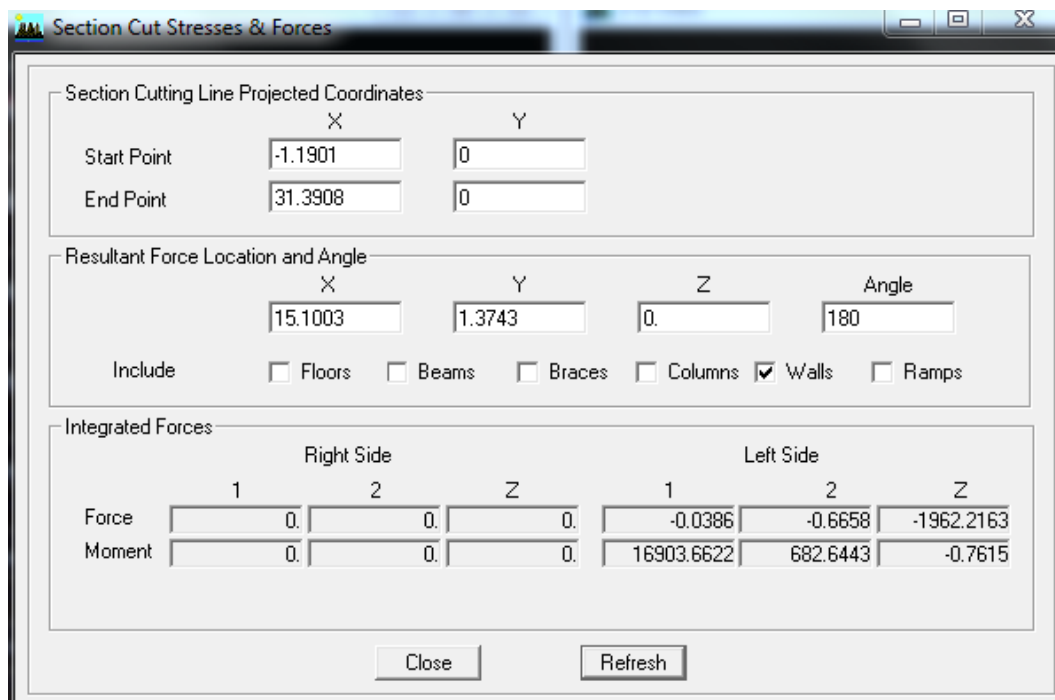


Fig VI-14 : Efforts repris par les voiles.

Efforts repris par l'ensemble : **4019.662 tons**

Efforts repris par les portiques : **2057.448 tons**

Efforts repris par les voiles : **1962.2163 ton**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **51.18%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **48.81%**

Remarque :

On constate que :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales et presque la quasi-totalité des charges sismiques (horizontales) et cela dans les deux sens.

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **2** : système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Conclusion :

Toutes les vérifications aux exigences de RPA sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage avec les sections prévues.

Chapitre VI:

Chapitre VI: **Férraillage des portiques**

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VIII-1 : Ferrailage des portiques :**VIII-1-1 : ferrailage des poteaux :****Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), En procédant à des vérifications à l'ELS en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

1.35 G+1.5 Q :	à l'ELU
G + Q :	à l'ELS
G + Q E :	RPA 2003
0.8G E :	RPA 2003

Les calculs se font en tenant compte des 3 types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

2- Recommandation du RPA 2003 :**2.a : Les armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimale sera de : 0.9 % de la section du poteau en Zone IIb et zone III.

- ✓ Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (il ne dépend pas de la zone)
- ✓ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %
- ✓ Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$
- ✓ La longueur de recouvrement minimal $L_R = 50\Phi$ (zone IIb et III)
- ✓ La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 20 \text{ cm (zone IIb et III).}$$

- ✓ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

2.b : Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (7-1 \text{ RPA 2003})$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7-1).

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\text{Pour la zone III} \quad \begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min \left(\frac{b l}{2}; \frac{h l}{2}; 10 \Phi \right) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée

comme suit :

$$\text{Si, } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\text{Si, } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$\text{Si, } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ , minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

2-c : vérification spécifique :**Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{art7.2(RPA 2003)}$$

Sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si l'élanement} \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si le contraire}$$

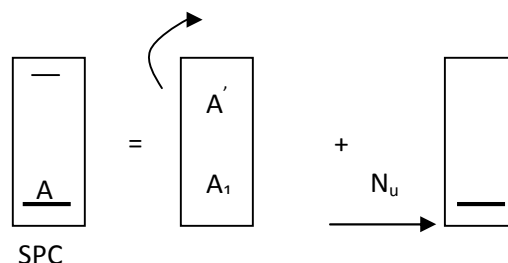
3- Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

Etant un effort de compression deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

a- Armatures longitudinales :

➤ Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée



➤ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Alors Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

✚ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

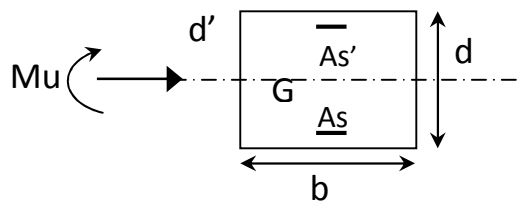
Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



✚ Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

✚ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} - A'_s}{\sigma_s}$$

✚ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Si, $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme, la section de calcul sera comme suit :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

VÉRIFICATION À L'ELS

Les vérifications à l'ELS en flexion composée peuvent se présenter en deux cas :

Si $\frac{M_G}{N} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée

Si $\frac{M_G}{N} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

* cas où la section est entièrement comprimée

On calcul:

$$B_0 = bh + 15 (A+A')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'c') \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_G = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15[A'(V_1 - c)^2 + A(d - V_1)^2]$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100B_0} \quad , \quad K = \frac{M_G}{I_G}$$

$$\sigma b_1 = \sigma_0 + K V_1 \quad , \quad \sigma b_2 = \sigma_0 + K V_2 \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$$

* Cas où la section est partiellement comprimée

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

$$C = \frac{h}{2} - e$$

$$p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(C - c') + \frac{90A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^2 - \frac{90A'}{b}(C - c')^2 - \frac{90A}{b}(d - C)^2$$

$$y_{ser} = z + C \quad \quad z \text{ est la racine de l'équation : } z^3 + pz + q = 0$$

la résolution de l'équation se fait comme suit :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- si $\Delta \geq 0 \Rightarrow t = 0,5\sqrt{\Delta - q} \quad u = \sqrt[3]{t} \quad z = u - \frac{p}{3u}$

$$\bullet \text{ si } \Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$z_1 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$z_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right)$$

$$z_3 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right)$$

on calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b y_{\text{ser}}^3}{2} + 15[A_s (y_{\text{ser}} - c')^2 - A_s' (d - y_{\text{ser}})^2]$$

Les contraintes valent :

$$\sigma_b = \frac{z \cdot N_{\text{ser}}}{I} y_{\text{ser}} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

3- Vérification de l'effort normal réduit :

-pour le niveau 1 :

$$\frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \frac{160.52 \cdot 10^4}{25 \times 450 \times 450} = 0.31 \quad \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Vu que l'effort normal réduit n'est pas vérifié on augmente la section de poteau.

On adopte un poteau de (50x50) cm.

Même chose pour tous les étages.

les sections adoptées :

Zone I : 50x50

Zone II : 45x45

Zone III : 40x40

Zone IV : 35x35

Tableau II: les efforts internes dans le sens longitudinal (M2) :

Niveau	effort	ELU		G+Q E		0.8G E		ELS	
Story10	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-16.25	-1.753	-14.13	-2.109	-10.72	-1.654	-11.89	-1.27
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-2.65	1.104	1.78	4.15	2.15	3.881	-1.97	0.803
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-13.42	-2.53	-6.3	-5.617	-5.81	-5.256	-9.83	-1.833
Story9	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-30.92	-1.602	-25.83	-1.948	-18.76	-1.521	-22.55	-1.159
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-6.1	0.945	1.79	3.9	3.09	3.656	-4.46	0.692
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-26.99	-2.259	-11.29	-5.586	-9.88	-5.238	-19.7	-1.631
Story8 30x30	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-46.06	-1.382	-37.93	-1.703	-27.08	-1.334	-33.55	-1
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-9.68	0.92	3.55	3.919	5.68	3.681	-7.07	0.661
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-40.56	-2.001	-18.28	-5.368	-16.03	-5.053	-29.56	-1.445
Story7	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-61.28	-2.045	-49.21	-2.554	-34.62	-2.007	-44.6	-1.48
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-13.57	1.424	7.18	6.558	10.2	6.182	-9.91	1.032
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-54.58	-2.929	-27.81	-8.995	-24.63	-8.457	-39.77	-2.116
Story6	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-76.39	-1.804	-59.58	2.245	-41.73	-2.01	-55.59	-1.305
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-17.9	1.254	12.21	5.979	16.18	5.65	-13.07	0.908
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-68.72	-2.864	-39.15	-8.55	-35.01	-8.091	-50.05	-2.069
Story5 35x35	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-92.9	-1.44	-72.95	-2.35	-51.67	-1.684	-67.00	-1.14
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-23	1.139	17.7	5.567	22.82	5.266	16.8	-0.07
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-82.93	-2.516	-52.09	-7.528	-46.81	-7.138	-60.39	-1.817
Story4	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-108.36	-1.765	-87.8	-3.014	-62.74	-2.125	-78.83	-1.276
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-28.89	1.521	24.1	7.524	30.55	7.12	-21.09	1.102
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-97.68	-3.351	-67.32	-	-60.67	-9.617	71.12	-2.421
Story3	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-124.9	-1.424	-	-2.845	-74.91	-7.799	-90.86	-
				103.24					102.29
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-35.58	1.252	30.7	5.745	38.02	5.412	-25.98	0.906
Story2 40x40	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-142.15	-0.995	-	-2.014	-88.21	-5.385	-103.4	-0.717
				118.05					
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-43.5	1.061	33.65	4.22	43.41	3.939	-31.75	0.768
Story1 45x45	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-160.52	-0.436	-	-0.808	-99.89	-3.76	-	-0.314
				135.56				116.76	
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-53.14	0.983	33.29	2.964	45.3	2.697	-38.77	0.711
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-102.7	-2.104	-	-3.931	-99.89	-3.76	-74.75	-1.519
				112.16					

NB : les unités sont en ton / mètre.

Tableau II: les efforts internes dans le sens longitudinal (M3) :

Niveau	effort	ELU		G+Q E		0.8G E		ELS	
Story10	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-16.25	-0.301	-14.13	-2.914	-10.72	-5.256	-11.89	-0.218
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-2.65	-0.293	1.78	2.976	2.15	3.881	-1.97	-0.212
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-9.16	3.814	-8.99	-6.628	-7.16	-5.681	-6.72	2.77
Story9	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-30.92	-0.253	-25.83	-2.919	-18.76	-2.851	-22.55	-0.181
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-6.1	0.112	1.79	2.521	3.09	2.545	-4.46	-0.075
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-16.29	3.48	-16.04	-6.434	-12.23	-5.566	-12.19	2.526
Story8	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-46.06	-0.115	-37.93	-2.778	-27.08	-2.722	-33.55	-0.149
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-9.68	-0.266	3.55	3.919	5.68	2.435	-7.07	-0.112
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-24.77	2.966	-24.59	-5.935	-18.67	-5.192	-18.07	2.152
Story7	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-61.28	-0.274	-49.21	-4.799	-34.62	-4.524	-44.6	-0.198
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-13.57	-0.173	7.18	3.638	10.2	3.694	-9.91	-0.124
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-33.44	4.375	-16.32	9.583	-8.62	8.469	-24.38	3.174
Story6	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-76.39	-4.411	-59.58	4.411	-41.73	-3.966	-55.59	0.178
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-17.9	-0.127	12.21	3.065	16.18	3.109	-13.07	-0.09
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-42.32	3.714	-20.29	8.869	-10.47	7.919	-30.84	2.694
Story5	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-92.9	-0.193	-72.95	-3.557	-51.67	-3.499	-67.00	-0.14
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-23	0.099	17.7	2.751	22.82	2.787	16.8	-0.07
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-51.99	2.821	-23.79	7.542	-11.65	6.816	-37.88	2.046
Story4	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-108.36	-0.216	-87.8	-4.795	-62.74	-4.738	-78.83	-0.157
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-28.89	-0.073	24.1	3.342	30.55	3.377	-21.09	-0.051
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-62.77	3.297	-28.14	9.883	-13.44	9.033	-45.73	2.39
Story3	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-124.9	-0.165	-	-4.007	-74.91	-2.978	-90.86	-0.12
				103.24					
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-35.58	-0.032	30.7	2.336	38.02	2.357	-25.98	-0.021
Story2	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-74.16	2.3	-33.4	7.863	15.99	7.268	-54.02	1.667
	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-142.15	-0.067	-	-3.116	-88.21	-1.684	-103.4	-0.05
				118.05					
Story1	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-43.5	0.013	33.65	1.622	43.41	1.632	-31.75	0.012
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-85.3	-1.207	-39.62	5.355	-19.19	5.044	-62.21	-0.874
	$P_{\max} - M_{\text{cor}}$	-160.52	-0.013	-	-3.614	-99.89	-0.616	-	-0.01
			135.56				116.76		
	$P_{\min} - M_{\text{cor}}$	-53.14	0.088	33.29	1.005	45.3	0.998	-38.77	0.066
	$P_{\text{cor}} - M_{\max}$	-99.2	-0.659	-48.41	4.402	-24.55	4.296	-72.21	-0.478

NB : les unités sont en ton / mètre.

4- Exemple d'application:

Poteaux 50x50 à l'ELU :

Sens y-y :

$$N_{\max} = 160.52 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 0.436 \text{ ton.m}$$

$$N_{\min} = 53.14 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 0.983 \text{ ton.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 102.7 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\max} = 2.104 \text{ ton.m}$$

Pour :

$$N_{\max} = 160.52 \text{ ton}$$

$$M_{\text{cor}} = 0.436 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.436}{160.52} = 2.7 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{2} - c = 22.5 \text{ cm}$$

Alors Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 4.36 + 1605.2 \times (0.225)$$

$$= 365.53 \text{ kn.m}$$

-44.49 < 926.56..... condition vérifiée

L'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{365.53}{0.5(0.5)^2 25 \cdot 10^3} = \mathbf{0.116}$$

$\mu_b = 0.116 < \mu_r = 0.392$ donc, la section est simplement armée.

$$A_t = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{365.53 \times 10^5}{0.938 \times 47.5 \times 348 \cdot 10^2} = 23.57 \text{ cm}^2$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 23.57 - \frac{1605.2 \times 10^3}{34800} = -22.5 \text{ cm}$$

Le signe (-) signifie que la section en béton comprimé seule est suffisante pour équilibré Nu.

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Pour :

$$N_{\min} = 53.14 \text{ ton}$$

$$M_{\text{cor}} = 0.983 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 0 \quad \text{et} \quad A_i = 0$$

Pour :

$$N_{\text{cor}} = 102.7 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 2.104 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 0 \quad \text{et} \quad A_i = 0$$

Sens X-X :

$$N_{\max} = 160.52 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 0.013 \text{ ton.m} \quad \rightarrow A_s = A_s = 0$$

$$N_{\min} = 53.14 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 0.088 \text{ ton.m} \quad \rightarrow A_s = A_s = 0$$

$$N_{\text{cor}} = 102.7 \text{ ton} \quad ; \quad M_{\max} = -0.659 \text{ ton.m} \quad \rightarrow A_s = A_s = 0$$

niv	sens	Effort	ELU		G+Q+E		0.8G +E	
			A _s	A _i	A _s	A _i	A _s	A _i
Zone 1 50x50	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0
		Pmin-Mc	0	0	0	1.83	0	1.65
		Pc-Mmax	0	0	0	2.04	0	1.91
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0
		Pmin-Mc	0	0	0	0	0	0
		Pc-Mmax	0	0	0	0	0	0

Recommandation du RPA 2003 :**Les armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimale sera de : 0.9 % de la section du poteau en Zone IIa et zone III.

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA T20+ 8HA T16= 28.64 cm²**

- ✓ Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (il ne dépend pas de la zone)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

- ✓ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

- ✓ Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$
- ✓ La longueur de recouvrement minimal $L_R = 50\Phi$ (zone IIb et III)
- ✓ La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 20 \text{ cm (zone IIb et III)}$$

Pour notre cas $L = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

- ✓ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique

Tableau ferrailage des poteaux par zone calculer SOCOTECH:

niv	sens	Effort	ELU		G+Q+E		0.8G +E		Obs	A _{min} cm ²	A _{adoptée} cm ²	Ferrailage
			A _s	A _i	A _s	A _i	A _s	A _i				
Zone IV 35x35	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	Sec	11.025	12.32	8HA T14
		Pmin-Mc	0	0	0.05	4.12	0	4.21	Set	11.025	12.32	
		Pc-Mmax	0	0	0	4.43	0	4.12	Spc	11.025	12.32	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	Sec	11.025	12.32	
		Pmin-Mc	0	0	0	4.12	0	3.27	Spc	11.025	12.32	
		Pc-Mmax	0	0	0	5.13	0	4.38	spc	11.025	12.32	
Zone III 40x40	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	16.2	18.48	12HA T14
		Pmin-Mc	0	0	0	7.01	0	7.54	spc	16.2	18.48	
		Pc-Mmax	0	0	0	3.8	0	3.68	spc	16.2	18.48	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	16.2	18.48	
		Pmin-Mc	0	0	0.28	4.8	0.99	5.57	set	16.2	18.48	
		Pc-Mmax	0	0	0	5.77	0	5.01	spc	16.2	18.48	
Zone II 45x45	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	12HA T16
		Pmin-Mc	0	0	0	1.91	0	0.77	spc	18.225	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
		Pmin-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0.97	0	4.53	spc	18.225	24.12	
Zone I 50x50	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	12HA T16
		Pmin-Mc	0	0	0	1.83	0	1.65	spc	22.5	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	2.04	0	1.91	spc	22.5	24.12	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	
		Pmin-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	

Vérification à l'ELU :**a) Vérification des 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:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Pour tous les étages :

$$l_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Poteaux 50x50 :

$$\lambda_g = \frac{182}{50} = 3.654 < 5 \quad \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{2.64 \times 10^4}{500 \times 500} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Poteaux 45x45 :

$$\lambda_g = \frac{182}{45} = 4.04 < 5 \quad \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{6.77 \times 10^4}{450 \times 450} = 0.334 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa.}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$ **Condition vérifié.**

Poteaux 40x40 :

$$\lambda_g = \frac{182}{40} = 4.55 < 5 \quad \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{6.41 \times 10^4}{400 \times 400} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa.}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$ **Condition vérifiée.**

Poteaux 35x35 :

$$\lambda_g = \frac{182}{35} = 5.2 > 5 \quad \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{4.44 \times 10^4}{350 \times 350} = 0.362 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa.}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Les armatures transversales :**➤ Diamètre des aciers :**

$$t \geq \frac{\phi_{t \max}}{3}$$

Avec : t, diamètre des armatures longitudinales.

$$t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit des armatures de **HA 8**

Soit 4HA8

➤ L'espacement des armatures : (zone III)**❖ Zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \right)$$

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

➤ Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

➤ Longueur de recouvrement:

$$L_r = 40 \quad t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

➤ les vérifications de la quantité d'armature:

Poteaux 50x50 :

$$\lambda_g = 3.654 < 5 \quad \rho = 3.75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{200 \times 500 \times 400}{3.75 \times 26.4 \times 10^3} = 40.4 \text{ cm}$$

Poteaux 45x45 :

$$\lambda_g = 4.04 < 5 \quad \rho = 3.75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{200 \times 450 \times 400}{3.75 \times 67.7 \times 10^3} = \mathbf{14.1 \text{ cm}}$$

Poteaux 40x40 :

$$\lambda_g = 4.55 < 5 \quad \rho = 3.75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{200 \times 400 \times 400}{3.75 \times 61.41 \times 10^3} = \mathbf{13.9 \text{ cm}}$$

Poteaux 35x35 :

$$\lambda_g = 5.2 > 5 \quad \rho = 2.5$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{200 \times 350 \times 400}{2.5 \times 44.4 \times 10^3} = \mathbf{25.22 \text{ cm}}$$

❖ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % :

Pour les poteaux 35x35 :

$$\begin{aligned} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} &= 0.3\% S_t \cdot b = \\ &= 0.003 \times 15 \times 35 = \mathbf{1.575 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Pour les poteaux 40x40 :

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

$$\begin{aligned} \lambda_g = 4.55 \Rightarrow A_{\min} &= 0.68\% S_t \cdot b \\ &= \mathbf{3.5 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Pour les poteaux 45x45 :

$\lambda_g = 4.04$ Après Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

$$A_{\min} = 0.56\% S_t \cdot b \\ = 3.2 \text{ cm}^2$$

Pour les poteaux 50x50 :

$$\lambda_g = 3.654$$

$$A_{\min} = 0.463\% S_t \cdot b \\ = 3.009 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 3.5 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 > \text{Adopté} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 3.01 \text{ cm}^2 > \text{Adopté} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Remarque :

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter la section des poteaux ou bien le diamètre des cadres en optant pour HA10 ou bien diminuer l'espacement entre les cadres, donc notre cas on va utiliser la 2^{ème} solution celle d'augmenter le diamètre des cadres de 4HA8 à 4HA10 ce qui donne une section de 3.14 cm^2

Après calcul on aura :

$$A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 2,71 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 2,92 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

zone	sens	Effort	Ns	Ms	e _s	A _{min}	A _{adoptée}	Obs
Zone IV 35x35	xx	Pmax-Mc	33.5	1	30	5.35	12.32	ok
		Pmin-Mc	1.97	0.803	408	1.03	12.32	ok
		Pc-Mmax	9.83	1.833	186	0.42	12.32	ok
	yy	Pmax-Mc	33.5	0.149	4	3.54	12.32	ok
		Pmin-Mc	1.97	0.212	108	0	12.32	ok
		Pc-Mmax	6.72	2.77	412	1.03	12.32	ok
Zone III 40x40	xx	Pmax-Mc	67	1.041	16	5.22	18.48	ok
		Pmin-Mc	9.91	1.032	104	0	18.48	ok
		Pc-Mmax	39.77	2.116	53	13.15	18.48	ok
	yy	Pmax-Mc	67	0.14	2	4.54	18.48	ok
		Pmin-Mc	9.91	0.124	13	5.04	18.48	ok
		Pc-Mmax	24.38	3.174	130	0	18.48	ok
Zone II 45x45	xx	Pmax-Mc	103.4	0.717	7	6.01	24.12	ok
		Pmin-Mc	21.09	1.102	52	12.36	24.12	ok
		Pc-Mmax	81.94	2.44	30	7.73	24.12	ok
	yy	Pmax-Mc	103.4	0.05	0	5.70	24.12	ok
		Pmin-Mc	21.09	0.051	2	5.79	24.12	ok
		Pc-Mmax	45.73	2.39	52	12.36	24.12	ok
Zone I 50x50	xx	Pmax-Mc	116.76	0.314	3	7.19	24.12	ok
		Pmin-Mc	38.77	0.711	18	8.16	24.12	ok
		Pc-Mmax	74.75	1.519	20	8.31	24.12	ok
	yy	Pmax-Mc	116.76	0.01	0	7.06	24.12	ok
		Pmin-Mc	38.77	0.066	2	7.14	24.12	ok
		Pc-Mmax	72.21	0.478	7	7.39	24.12	ok

VII-6- Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton et pour cela :

On calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifiées les sections adoptées à l'ELS

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

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.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions.

Tableau récapitulatif des contraintes :

zone	sens	Effort	Ns	Ms	sec	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Zone IV 35x35	xx	Pmax-Mc	33.5	1	sec	5.58	15	ok
		Pmin-Mc	1.97	0.803	spc	1.47	15	ok
		Pc-Mmax	9.83	1.833	spc	3.42	15	ok
	yy	Pmax-Mc	33.5	0.149	sec	2.62	15	ok
		Pmin-Mc	1.97	0.212	spc	0.4	15	ok
		Pc-Mmax	6.72	2.77	spc	5.08	15	ok
Zone III 40x40	xx	Pmax-Mc	67	1.041	sec	4.53	15	ok
		Pmin-Mc	9.91	1.032	spc	1.35	15	ok
		Pc-Mmax	39.77	2.116	sec	3.8	15	ok
	yy	Pmax-Mc	67	0.14	sec	3.86	15	ok
		Pmin-Mc	9.91	0.124	sec	0.65	15	ok
		Pc-Mmax	24.38	3.174	sec	3.97	15	ok
Zone II 45x45	xx	Pmax-Mc	103.4	0.717	sec	4.93	15	ok
		Pmin-Mc	21.09	1.102	sec	1.5	15	ok
		Pc-Mmax	81.94	2.44	sec	4.87	15	ok
	yy	Pmax-Mc	103.4	0.05	sec	4.93	15	ok
		Pmin-Mc	21.09	0.051	sec	1.5	15	ok
		Pc-Mmax	45.73	2.39	sec	3.32	15	ok
Zone I 50x50	xx	Pmax-Mc	116.76	0.314	sec	4.27	15	ok
		Pmin-Mc	38.77	0.711	sec	1.46	15	ok
		Pc-Mmax	74.75	1.519	sec	3.22	15	ok
	yy	Pmax-Mc	116.76	0.01	sec	4.16	15	ok
		Pmin-Mc	38.77	0.066	sec	2.4	15	ok
		Pc-Mmax	72.21	0.478	sec	1.75	15	ok

Les contraintes dans l'acier et dans le béton n'ont pas atteint les contraintes admissibles.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteau	Section (cm²)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St cm (z.courante)	St cm (z.nodale)
Zone I (50x05)	50x50	12HA16	4Φ10	14	10
Zone II (45x45)	45x45	12HA 16	4 Φ10	14	10
Zone III (40x40)	40x40	12HA14	4 Φ10	14	10
Zone IV (35X35)	35x35	8 HA14	2 Φ8	14	10

Tableau ferrailage des poteaux par zone :

niv	sens	Effort	ELU		G+Q+E		0.8G +E		Obs	A _{min} cm ²	A _{adoptée} cm ²	Ferrailage
			A _s	A _i	A _s	A _i	A _s	A _i				
Zone IV 35x35	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	Sec	11.025	12.32	8HA14
		Pmin-Mc	0	0	0.05	4.12	0	4.21	Set	11.025	12.32	
		Pc-Mmax	0	0	0	4.43	0	4.12	Spc	11.025	12.32	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	Sec	11.025	12.32	
		Pmin-Mc	0	0	0	4.12	0	3.27	Spc	11.025	12.32	
		Pc-Mmax	0	0	0	5.13	0	4.38	spc	11.025	12.32	
Zone III 40x40	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	16.2	18.48	12HA14
		Pmin-Mc	0	0	0	7.01	0	7.54	spc	16.2	18.48	
		Pc-Mmax	0	0	0	3.8	0	3.68	spc	16.2	18.48	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	16.2	18.48	
		Pmin-Mc	0	0	0.28	4.8	0.99	5.57	set	16.2	18.48	
		Pc-Mmax	0	0	0	5.77	0	5.01	spc	16.2	18.48	
Zone II 45x45	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	12HA16
		Pmin-Mc	0	0	0	1.91	0	0.77	spc	18.225	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
		Pmin-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	18.225	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0.97	0	4.53	spc	18.225	24.12	
Zone I 50x50	xx	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	12HA16
		Pmin-Mc	0	0	0	1.83	0	1.65	spc	22.5	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	2.04	0	1.91	spc	22.5	24.12	
	yy	Pmax-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	
		Pmin-Mc	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	
		Pc-Mmax	0	0	0	0	0	0	sec	22.5	24.12	

VII-2 : Ferraillage des poutres**VII-2-1) Introduction**

-Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q \pm E$ RPA 99 Version 2003
- $0,8 G \pm E$ RPA 99 Version 2003

VII-2-2) Recommandation du RPA version 2003**a- Armatures longitudinales**

Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit supérieure ou égale à 0.5% de toute section $A \geq 0.5\%bh$

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales : } A_{\min} &= 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{\min} &= 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{aligned} \text{En zone courante : } &4 \% \\ \text{En zone de recouvrement : } &6 \% \end{aligned}$$

⇒ En zone courante :

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales : } A_{\max} &= 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire : } A_{\max} &= 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\begin{aligned} \text{Poutre principale : } A_{\max} &= 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire : } A_{\max} &= 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone III)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V-2-2) Etape de calcul des armatures longitudinales

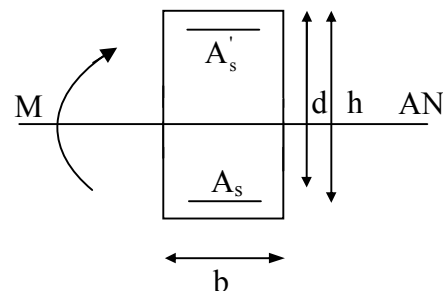
Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes

Soit : A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
 A'_s : La section supérieure la plus comprimée.
 M_u : Moment de flexion supporté par la section

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$



Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

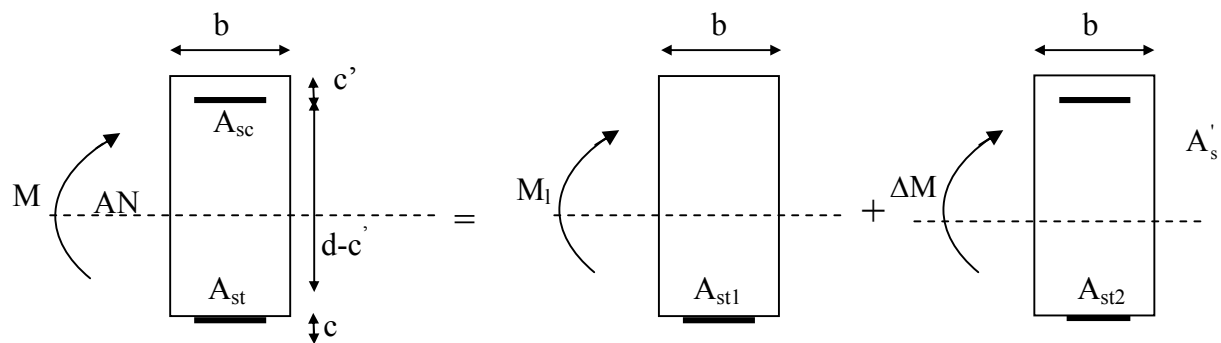
$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tell que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

VII-2-3) Vérification à l'ELU

Les vérifications à effectuer sont :

a- La condition de non fragilité

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c}$$

b- L'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

c- Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

d- Influence de l'effort tranchant aux appuis

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

VII-2-4) Vérification à l'ELS**a- État limite de compression du béton**

$$\begin{aligned} \sigma_b &\leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b &= K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} \\ \Rightarrow \rho_1 &= \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta \text{ et } K \end{aligned}$$

b- État limite d'ouvertures des fissures

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

c- État limite de déformation du béton

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis
M_t : Moment fléchissant maximal en travée
M₀ : Moment statique
A : Section d'armatures tendue

VII-3: Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants

a) Poutres principales :

PP	Armatures en travées							
Zone	Mu(t.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	4.83	0.062	SSA	0.967	3.37	6.75	6.78	6HA12
2	5.18	0.067	SSA	0.9650	3.63	6.75	6.78	6HA12
3	5.66	0.0737	SSA	0.9616	3.98	6.75	6.78	6HA12
4	6.99	0.118	SSA	0.9521	4.96	6.75	6.78	6HA12

Tab VII-1 : Ferraillage des poutres principales en travée

PP	Armatures aux appuis							
Zone	Mu(t.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	7.065	0.0920	SSA	0.9516	5.02	6.75	6.78	6HA12
2	9.87	0.129	SSA	0.9302	7.24	6.75	8.01	3HA14+3HA12
3	11.545	0.150	SSA	0.9181	8.50	6.75	9.24	6HA14
4	12.142	0.157	SSA	0.9135	8.97	6.75	9.24	6HA14

Tab VII-2 : Ferraillage des poutres principales aux appuis

b) Poutres secondaires :

PS	Armatures en travées							
Zone	Mu(t.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	2.577	0.043	SSA	0.9779	2.02	6.00	6.78	6HA12
2	7.65	0.111	SSA	0.9408	5.41	6.00	6.78	6HA12
3	9.17	0.153	SSA	0.9162	7.67	6.00	8.01	3HA14+3HA12
4	9.313	0.155	SSA	0.914	7.80	6.00	8.01	3HA14+3HA12

Tab VII-3 : Ferraillage des poutres secondaires en travée

PS	Armatures aux appuis							
Zone	Mu(t.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
1	2.825	0.047	SSA	0.9757	2.21	6.00	6.78	6HA12
2	8.096	0.135	SSA	0.9269	6.69	6.00	6.78	6HA12
3	9.98	0.245	SSA	0.856	8.42	6.00	9.24	6HA14
4	10.3	0.245	SSA	0.856	8.72	6.00	9.24	6HA14

Tab VII-4 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

VII-4) Vérification du ferraillage

4-1) Poutres principales

PP	Armatures en travées							
Zone	Ms	A ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s^2 (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}
1	3.494	6.78	0.53	0.891	0.032	136.09	4.35	15
2	3.754	6.78	0.53	0.891	0.032	146.21	4.67	15
3	4.095	6.78	0.53	0.891	0.032	159.49	5.10	15
4	5.098	6.78	0.53	0.891	0.032	198.56	6.35	15

Tab V : Ferraillage des poutres principales en travée

PP	Armatures aux appuis							
Zone	Ms	A ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s^2 (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}
1	5.112	6.78	0.53	0.891	0.032	199.11	6.37	15
2	6.728	8.01	0.62	0.883	0.036	223.82	8.05	15
3	8.031	9.24	0.72	0.877	0.039	233.18	9.09	15
4	8.798	9.24	0.72	0.877	0.039	255.46	9.96	15

Tab VI : Ferraillage des poutres principales aux appuis

4-2) Poutres secondaires

PS	Armatures en travées							
Zone	Ms	A ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s^2 (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}
1	1.266	6.78	0.53	0.891	0.032	55.88	1.78	15
2	2.620	6.78	0.53	0.891	0.032	115.65	3.70	15
3	3.813	8.01	0.71	0.877	0.038	114.74	4.36	15
4	4.294	8.01	0.71	0.877	0.038	163.00	6.19	15

Tab VII : Ferraillage des poutres secondaires en travée

PS	Armatures aux appuis							
Zone	Ms	A ELU	ρ_1	β_1	K	σ_s^2 (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}
1	1.767	6.78	0.53	0.891	0.032	78.00	2.49	15
2	3.072	6.78	0.53	0.891	0.032	135.60	4.33	15
3	4.475	9.24	0.82	0.870	0.042	148.44	6.23	15
4	5.187	9.24	0.82	0.870	0.042	172.06	7.22	15

Tab VIII : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

VII-5) Vérification du BAEL 91**5-1) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = 6.78 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow Condition vérifiée

5-2) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se,u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

a- Sens principales : $V_u = 110.7 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1107}{0.9 \times 42.5 \times 22.60} = 1.28 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

b- Sens secondaires : $V_u = 36.8 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{368}{0.9 \times 37.5 \times 22.60} = 0.48 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5-3) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

a- Sens principale : $V_u = T_{\max} = 110.7 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1107}{30 \times 42.5} = 0.86 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

b- Sens secondaire : $V = T_{\max} = 36.8 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{368}{30 \times 37.5} = 0.32 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

5-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis

a) Influence sur le béton

$$V_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

- Sens principal

$$V_u = 110.7 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 42.5 \times 30 \times 2.5 = 765.95 \text{ KN}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

- Sens secondaire

$$V_u = 36.8 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 37.5 \times 30 \times 2.5 = 675.84 \text{ KN}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

b) Influence sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) < 0$$

La vérification n'est pas nécessaire

- Sens principale

$$\left(110.7 + \frac{-121.42}{0.9 \cdot 0.425} \right) = -206.73 < 0$$

La vérification n'est pas nécessaire

- Sens secondaire

$$\left(36.8 + \frac{-51.87}{0.9 * 0.375} \right) = -116.88 < 0$$

La vérification n'est pas nécessaire

5-6) État limite de déformation de la flèche

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ Calcul de la flèche :**Sens principal :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.4 \text{ cm}$

$$f = 0.4 \text{ cm} < F = \frac{540}{500} = 1.08 \text{ cm}$$

Sens secondaire :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.4 \text{ cm}$

$$f = 0.4 \text{ cm} < F = \frac{550}{500} = 1.07 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

VII-6) Vérification de RPA-2003**6-1) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre des armatures transversales est :

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

$$\Phi_t \leq \min(12\text{mm}, 14\text{mm}, 10\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01\text{cm}^2$.

6-2) Espacement des armatures**a) Sens principale**

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(11.25, 16.8, 30\text{ cm}) = 10\text{ cm}$$

$$S_t = 10\text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5$$

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

b) Sens secondaire

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10, 16.8, 10\text{ cm}) = 8\text{ cm}$$

$$S_t = 10\text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5$$

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

6-3) 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:** $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.
- ✓ **Poutres secondaires:** $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

6-4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

6-5) 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

Chapitre VII:

Chapitre VII: **Férraillage des voiless** *Férraillage des voiless*

I- Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement qui se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E). Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : RDC

Zone II : étage 1,2,3

Zone III : étage 4,5,6

Zone IV : étage 7,8,9

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire, de plus une vérification à l'effort tranchant sera effectuée.

La section en flexion composée peut être :

- Partiellement comprimée **SPC**
- Entièrement comprimée **SEC**
- Entièrement tendue **SET**

II- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- $1.35G + 1.5Q$ à ELU
- $G + Q$ à ELS

Selon le RPA version 2003

- $0.8G \pm Ex$
- $0.8G \pm Ey$
- $G+Q \pm Ex$
- $G+Q \pm Ey$

III- Ferrailage des voiles :**III-1 : Exposé de la méthode de ferrailage :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Les efforts (N, M) les plus défavorables seront relevés directement du fichier résultats.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

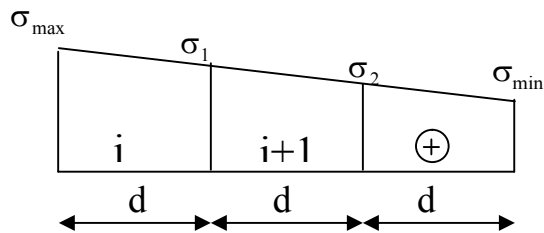
a)- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues

❖ **Section entièrement tendu :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v$$



Avec :

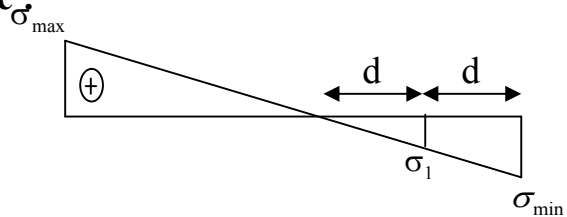
e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

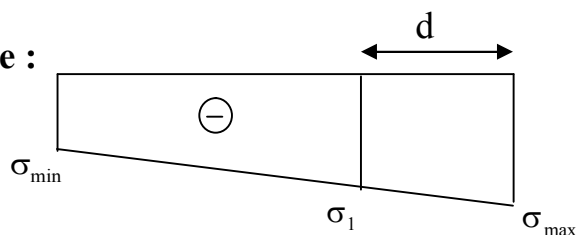
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



b)-Armatures verticales :❖ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

III-2 : armatures verticales :❖ **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

❖ **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

avec $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

avec $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

III-3 : Armatures minimales :**➤ Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$ Avec B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\} \text{ Avec :}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

III-4 : Armatures horizontales :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons le permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \times B$

En zone courante : $A_H = 0.10 \% B$

Avec :

B : section de béton

A_V : Section d'armatures verticales.

III-5 : les 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.

- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
 $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.

III-6 : 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 $\geq 4\text{HA}10$ légalurées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

III-7 : Espacement :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 \times e$$

$$S \leq 30\text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

III-8 : Diamètre max :

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

III-9 : longueur de recouvrement :

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 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 l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

III-10 : Armature de couture :

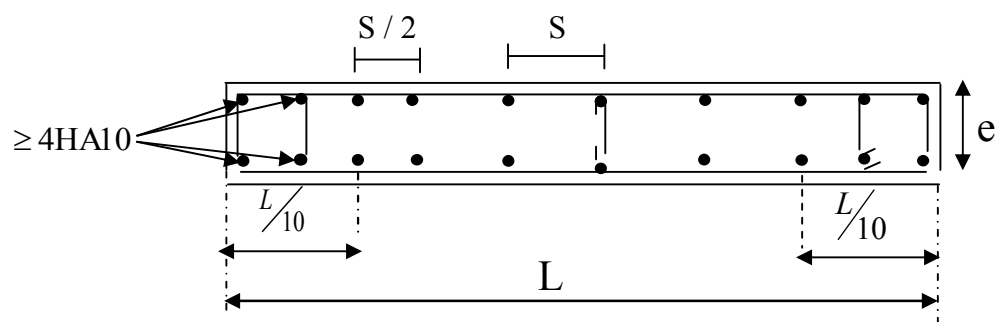
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V : Vérification :**V-1 : Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V-2 : Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI : Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL8** et **VL16** sur la zone **(I)**

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.5\text{m} \quad e = 0.20\text{m} \quad V = V' = L/2 = 1.75\text{m} \quad I = 0.225\text{m}^4 \quad B = 1.1\text{m}^2$$

Contraintes de calcul :

$$\sigma_{\max} = 3766.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6365.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3766.6}{6365.5 + 3766.6} \times 3.5 = 1.3\text{m}$$

$$L_c = 1.3 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.3 = 2.2 \text{ m}$$

$$L_t = 2.2 \text{ m}$$

Calcul de la longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = 0.87 \text{ m}$$

On prend

$$d_1 = 0.5$$

$$d_2 = d_3 = \frac{L_t - 0.5}{2} = 0.85 \text{ m}$$

- **d1=0.5m**
- **d2=0.85**
- **d3=0.85m**

Détermination des armatures :**1^{ère} bonde (raidisseur) : d=0.5 m****Calcul de σ_1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(2.2 - 0.5)3766.6}{2.2} = 2910.55 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de N_1 :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v = \frac{2910.55 + 3766.6}{2} \times 0.5 \times 0.5 = 834.64 \text{ KN}$$

$$N_1 = 621.489 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{834.64 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 23.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{v1} = 23.98 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bonde : d₂=0.85**Calcul de N_2 :**

$$\sigma_2 = \frac{L_t - d_1 - d_2}{L_t} \times \sigma_{\max}$$

$$\sigma_2 = 1455.27$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{2910.55 + 1455.27}{2} \times 0.85 \times 0.2 = 371.09$$

$$N_2 = 371.09 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{371.09 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 9.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 9.27 \text{ cm}^2$$

3^{ème} bonde : d₂=0.85

Calcul de N_3 :

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{1455.27}{2} \times 0.85 \times 0.2 = 123.69$$

$$N_3 = 123.69 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{123.69 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{v3} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 136.5 \times 10}{380} = 5.53 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées par bandes :**❖ Bande N°1 : (raidisseur)**

$$\begin{aligned} A_1 &= A_{v1} + \frac{A_j}{4} \\ &= 23.98 + \frac{5.53}{4} = 25.36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit : 4HA20+8HA16 = 28.64 cm² avec un espacement St=15cm
(la même disposition que les poteaux)

❖ Bande N°2 :

$$\begin{aligned} A_2 &= A_{v2} + \frac{A_j}{4} \\ &= 9.27 + \frac{5.53}{4} = 10.612 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit : 14HA12 = 15.82cm²

Donc, 7HA12= 7.91cm² / nappe

S_t= 12cm

❖ **Bande N°3 :**

$$A_3 = A_{v3} + \frac{A_j}{4}$$

$$= 3.09 + \frac{5.53}{4} = 4.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12 = 9.4cm²**

Donc, 4HA12= 4.52cm² / nappe

S_t=21cm

➤ **Vérifications :****Pourcentage minimal par bande tendue:**➤ **Bande 1 :**

$$A_{1\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002d.e \right\} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 1.1 \times 25}{400}; 0.002 \times 0.5 \times 0.5 \right\}$$

$$A_{1\min} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 5 < A_{v1} = 28.64 \text{ cm}^2$$

la condition des armatures min est vérifiée.

➤ **Bande 2 :**

$$A_{2\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002d.e \right\} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 1.1 \times 25}{400}; 0.002 \times 0.85 \times 0.2 \right\}$$

$$A_{2\min} = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.4 < A_{v2} = 15.82 \text{ cm}^2$$

la condition des armatures min est vérifiée.

➤ **Bande 3 :**

$$A_{3\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002d.e \right\} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 1.1 \times 25}{400}; 0.002 \times 0.85 \times 0.2 \right\}$$

$$A_{3\min} = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.4 < A_{v3} = 9.4 \text{ cm}^2$$

la condition des armatures min est vérifiée.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0, 15 \% d.e \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{(17.85)}{4} ; 0.0015 \times 1.1 \right)$$

$$A_h \geq 16.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 28 HA10 = **21.84 cm²**

Soit 14 HA10 / nappe avec un espacement de $S_t=20\text{cm}$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (05) épingle en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification des contraintes :**

✚ **BAEL 91 :**

Il faudra vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; \quad \bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{136.5 \times 10^4}{200 \times 0.9 \times 3500} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **RPA 2003 :**

il faudra vérifier que $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} ; \quad \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} = \frac{1.4 \times 1368 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 3.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{659 \times 10^3}{1.1 \times 10^6 + 15 \times 48.98 \times 10^2} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Le ferrailage final obtenu pour notre voile est le suivant :

Bande I (le raidisseur), 4HA16 + 8 HA 14 avec un espacement de 15 cm

Bane II, 14HA 12 soit 7 par nappe avec un espacement de 12 cm

Bande III, 8HA 12 soit 4 par nappe avec un espacement de 24 cm

Les armatures horizontales : 28 HA10, Soit 14 HA10 / nappe avec un espacement de $S_t=20\text{cm}$.

Les armatures transversales : 5 épingles en HA8 pour 1m^2

Le ferrailage des autres voiles est résumé dans les tableaux suivants :

On ferraille par zone

Zone I : RDC

Zone II : du 1^{er} jusqu'au 3^{eme} étages.

Zone III : Le 4^{eme} jusqu'au 6^{eme} étages.

Zone IV : Le 7^{eme} jusqu'au 9^{eme} étages.

Ferrailage des voiles VL(1.2.3.4.5.6.17.18.9.10.19.21.12.13.20.14)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4645.7	3789.9	1518.8	1336.4	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7246.3	-6310.3	-3528	-1853.5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	206.4	193.3	205.4	191.2	
	L _t (m)	0.76	0.78	0.87	0.73	
	L _c (m)	0.49	0.47	0.38	0.52	
	d (m)	0.381	0.390	0.437	0.363	
	σ_1 [KN/m ²]	3623.150	3155.150	1764.000	926.750	
	N (kN)	N ₁	413.95	369.61	231.21	100.97
		N ₂	137.984	123.203	77.071	33.656
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.35	9.24	5.78	2.52
		A _{v2}	3.45	3.08	1.93	0.84
	A _{vi} (cm ²)		7.95	7.44	7.91	7.36
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vi}/4$	12.34	11.10	7.76	4.36
		$A2=A_{v2}+A_{vi}/4$	5.44	4.94	3.90	2.68
	A _{min} (cm ²)		4.00	4.10	4.59	3.81
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	18.48	18.48	18.48	9.04
		Bande 2	6.16	6.16	6.16	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	12HA14	12HA14	12HA14	8HA12
		Bande 2	4HA14	4HA14	4HA14	4HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.29	2.34	2.62	2.18
	A _H /nappe (cm ²)		7.91	5.09	2.83	2.83
	Choix des barres/nap (cm ²)		13HA10/nap			
St		20cm				
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contraint e	τ_u (MPa)	0.917	0.859	0.913	0.850
		τ_b (MPa)	1.284	1.203	1.278	1.190
	ELS	N _s (kN)	311.1	298.2	217.9	184.4
		σ_b (MPa)	9.9E-01	1.0E+00	7.8E-01	6.6E-01

Ferrailage des voiles VL(11.7)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.64	0.64	0.64	0.64		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	11135.3	9413.8	3435.5	5250.6		
	σ_{min} [KN/m ²]	-14478.4	-12766.5	-6067.1	-5499.4		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	776.06	753.88	726.8	718.9		
	L _t (m)	1.81	1.84	2.04	1.64		
	L _c (m)	1.39	1.36	1.16	1.56		
	d (m)	0.904	0.921	1.022	0.819		
	σ_1 [KN/m ²]	7239.200	6383.250	3033.550	2749.700		
	N (kN)	N ₁	1964.17	1763.55	929.67	675.20	
		N ₂	654.725	587.850	309.892	225.067	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	49.10	44.09	23.24	16.88	
		A _{v2}	16.37	14.70	7.75	5.63	
	A _{vi} (cm ²)		29.88	29.02	27.98	27.68	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	56.57	51.34	30.24	23.80	
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	23.84	21.95	14.74	12.55	
	A _{min} (cm ²)		9.50	9.67	10.73	8.59	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	58.52	58.52	42.94	30.88	
		Bonde 2	27.72	27.72	20.34	14.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	38HA14	38HA14	38HA12	8HA12+ 28HA10
			Bonde 2	18HA14	18HA14	18HA12	18HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5.43	5.53	6.13	4.91		
A _H /nappe (cm ²)		7.91	5.09	2.83	2.83		
Choix des barres/nappe		12HA8/nappe					
St		20cm					
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1.347	1.309	1.262	1.248	
		τ_b (MPa)	1.886	1.832	1.767	1.747	
	ELS	N _s (kN)	1514.7	1344.7	877.6	455.6	
		σ_b (MPa)	2.2E+00	2.0E+00	1.3E+00	6.8E-01	

Ferrailage des voiles VT(2.3.4.5) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.7	4.7	4.7	4.7		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.94	0.94	0.94	0.94		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5376.7	4827.5	2766.2	2081.3		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7590.6	-6741.3	-3778.1	-3263.6		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	776.06	753.88	726.8	718.9		
	L _t (m)	2.75	2.74	2.71	2.87		
	L _c (m)	1.95	1.96	1.99	1.83		
	d (m)	1.376	1.369	1.357	1.435		
	σ_1 [KN/m ²]	3795.300	3370.650	1889.050	1631.800		
	N (kN)	N ₁	1566.25	1384.71	768.85	702.45	
		N ₂	522.084	461.569	256.284	234.149	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	39.16	34.62	19.22	17.56	
		A _{v2}	13.05	11.54	6.41	5.85	
	A _{vi} (cm ²)		29.88	29.02	27.98	27.68	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	46.63	41.87	26.22	24.48	
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	20.52	18.80	13.40	12.77	
	A _{min} (cm ²)		14.44	14.38	14.25	15.07	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	48.8	46.2	33.9	29.38	
		Bonde 2	21.56	21.56	13.56	13.56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	4HA16+ 26HA14	30HA14	30HA12	26HA12
			Bonde 2	14HA14	14HA14	14HA12	14HA12
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8.25	8.22	8.14	8.61		
A _H /nappe (cm ²)		7.91	5.09	2.83	2.83		
Choix des barres/nap		12HA10/nap					
St		20cm					
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.917	0.891	0.859	0.850	
		τ_b (MPa)	1.284	1.248	1.203	1.190	
	ELS	N _s (kN)	1999.4	1819.9	1244.2	623.4	
		σ_b (MPa)	2.0E+00	1.9E+00	1.3E+00	6.4E-01	

Ferrailage des voiles VT(1.6.7.8) :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.8	0.8	0.8	0.8	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	8371.9	8118.2	5674.7	5471.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-11052.6	-10711.7	-7430.7	-6079.2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	660.48	641.16	618.56	611.12	
	L _t (m)	2.28	2.28	2.27	2.11	
	L _c (m)	1.72	1.72	1.73	1.89	
	d (m)	1.138	1.138	1.134	1.053	
	σ_1 [KN/m ²]	5526.300	5355.850	3715.350	3039.600	
	N (kN)	N ₁	1886.69	1828.06	1263.95	959.85
		N ₂	628.896	609.353	421.317	319.949
	A _v (cm ²)	A _{v1}	47.17	45.70	31.60	24.00
		A _{v2}	15.72	15.23	10.53	8.00
	A _{vi} (cm ²)		25.43	24.68	23.81	23.53
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	53.52	51.87	37.55	29.88
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	22.08	21.40	16.49	13.88
	A _{min} (cm ²)		11.95	11.95	11.91	11.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	56.78	52.26	40.04	33.88
		Bande 2	24.12	24.12	18.48	18.48
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	4HA20+ 22HA16	26HA16	26HA14	22HA14
		Bande 2	12HA16	12HA16	12HA14	12HA14
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.83	6.83	6.80	6.32
	A _H /nappe (cm ²)		7.91	5.09	2.83	2.83
	Choix des barres/nap	13HA10/nap				
S _t	20cm					
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.917	0.891	0.859	0.849
		τ_b (MPa)	1.284	1.247	1.203	1.188
	ELS	N _s (kN)	1620.3	1507.4	1045.6	531.5
		σ_b (MPa)	1.9E+00	1.8E+00	1.3E+00	6.4E-01

Ferrailage de la cage d'ascenseur :At(1.2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.7	2.7	2.7	2.7		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.54	0.54	0.54	0.54		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4474.5	4819.3	5270.7	5681.9		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6971.7	-5743.1	-6286.1	-6399.1		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	262.63	110.06	102.56	87.23		
	L _t (m)	1.64	1.47	1.47	1.43		
	L _c (m)	1.06	1.23	1.23	1.27		
	d (m)	0.822	0.734	0.734	0.715		
	σ_1 [KN/m ²]	3485.850	2871.550	3143.050	3199.550		
	N (kN)	N ₁	859.89	632.35	692.39	686.37	
		N ₂	286.629	210.782	230.796	228.791	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21.50	15.81	17.31	17.16	
		A _{v2}	7.17	5.27	5.77	5.72	
	A _{vi} (cm ²)		10.11	4.24	3.95	3.36	
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vi}/4$	24.02	16.87	18.30	18.00	
		$A2=A_{v2}+A_{vi}/4$	9.69	6.33	6.76	6.56	
	A _{min} (cm ²)		8.63	7.71	7.71	7.51	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.64	20.36	20.36	20.36	
		Bande 2	12.32	8.04	8.04	8.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	16HA14	16HA12	16HA12	16HA12
			Bande 2	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande			4.93	4.40	4.41	4.29	
A _H /nappe (cm ²)			2.83	5.09	2.83	2.83	
Choix des barres/nap		15HA10/nappe					
St	20cm						
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.540	0.226	0.211	0.179	
		τ_b (MPa)	0.757	0.317	0.295	0.251	
	ELS	N _s (kN)	2429.6	2268.3	1627.3	880.2	
σ_b (MPa)		4.2E+00	3.9E+00	2.9E+00	1.5E+00		

Ferrailage de voile A1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.2	2.2	2.2	2.2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.44	0.44	0.44	0.44		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3175.6	1805	2301.9	2572		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6971.7	-5743.1	-6286.1	-6399.1		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	202.3	110.06	90.76	87.23		
	L _t (m)	1.51	1.67	1.61	1.57		
	L _c (m)	0.69	0.53	0.59	0.63		
	d (m)	0.756	0.837	0.805	0.785		
	σ_1 [KN/m ²]	3485.850	2871.550	3143.050	3199.550		
	N (kN)	N ₁	790.33	721.01	759.20	753.14	
		N ₂	263.445	240.335	253.066	251.047	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.76	18.03	18.98	18.83	
		A _{v2}	6.59	6.01	6.33	6.28	
	A _{vi} (cm ²)		7.79	4.24	3.49	3.36	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	21.71	19.08	19.85	19.67	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8.53	7.07	7.20	7.12	
	A _{min} (cm ²)		7.94	8.79	8.45	8.24	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.64	20.36	20.36	20.36	
		Bande 2	9.05	8.04	8.04	8.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	16HA14	16HA12	16HA12	16HA12
			Bande 2	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			4.53	5.02	4.83	4.71	
A _H /nappe (cm ²)			2.83	5.09	2.83	2.83	
Choix des barres/nappe		15HA10/nappe					
St	20cm						
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.511	0.278	0.229	0.220	
		τ_b (MPa)	0.715	0.389	0.321	0.308	
	ELS	N _s (kN)	2429.6	2268.3	1627.3	880.2	
σ_b (MPa)		5.1E+00	4.7E+00	3.5E+00	1.9E+00		

Chapitre VIII:

Chapitre VIII:

Etude des fondations

VIII-1 : Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les efforts apportés par la superstructure.

Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues (filantes) sous poteaux ou bien murs,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

❖ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : l'intensité des forces à transmettre et de la façon dont ces forces sont transmises.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

❖ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondation :

Les fondations superficielles :

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)

8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

Les fondations profondes :

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

- **La contrainte admissible du sol :**

L'étude de sol nous a donné une contrainte admissible de sol

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

VIII-2 : Dimensionnement :**a- Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

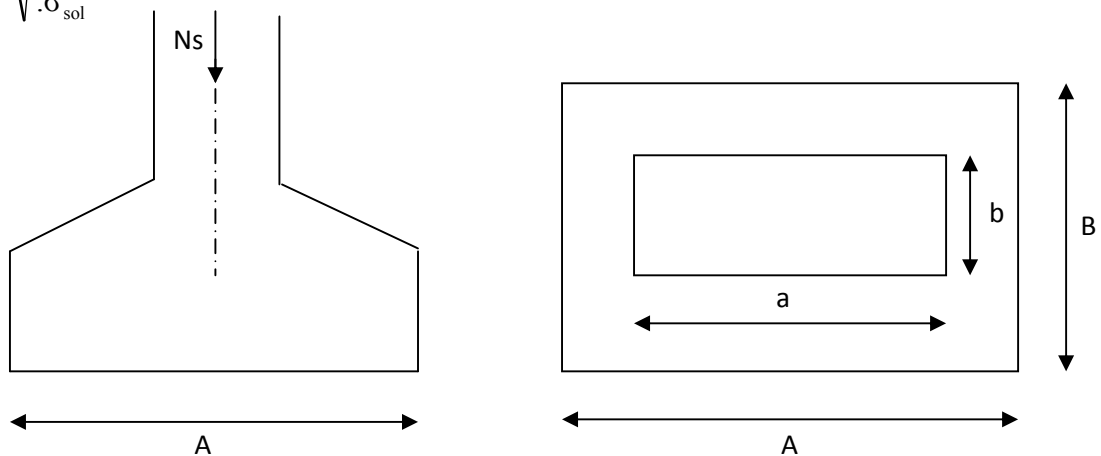


Fig.VI .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1167.6 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1167.6}{200}} = 2.41 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.41 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut passer à un autre type de fondation (opter pour des semelles filantes).

b- Semelles filantes :**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 : récapitulatif de la des résultats des semelles sous voile.

➤ Sens longitudinal :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL8 x 2	2840.2	3	4.73	14.19 x 2
VL7 x 2	2824.1	3.2	4.41	14.112 x 2
VL1 x 16	1043.6	1.25	4.17	5.21 x 16
Somme				139.98

➤ **Sens transversal :**

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT2 x 4	3395.3	4.7	3.61	16.97 x 4
VT1x4	2151.2	4	2.69	10.75 x 4
Somme				33.51 x 4
				134.04

Soit une section totale $S_s = 274.02\text{m}^2$.

2- Semelles filantes sous poteaux :

Lorsque les poteaux dans une direction donnée, sont proche les uns les autres, (chevauchement des semelles isolées) on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux.

La semelle qui peut être plus ou moins rigide, pleine ou évidée, est toujours associée à une poutre centrale de rigidité susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduites par les poteaux.

A. Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etapes de calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

C. Exemple de calcul

poteaux	$N_i (G+Q)$	R	Moment	e_i	$N_i \times e_i$
C_{14}	779.4	2766.3	1.47	-4.75	-3702.15
C_{41}	1034.8		0.24	-0.75	-776.1
C_{23}	952.1		0.57	4.75	542.69
			2.23		-3935.56

A. On obtient

$$R = \sum N_i = 2766.3 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = 1.42 \text{ m}$$

$$e = 0.3 < \frac{18.90}{6} = 3.15 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{2766.3}{18.9} \left(1 + \frac{6 \times 1.42}{18.9}\right) = 212.39 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2766.3}{18.9} \left(1 - \frac{6 \times 1.42}{18.9}\right) = 80.40 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{2766.3}{18.9} \left(1 + \frac{3 \times 1.42}{18.9}\right) = 179.39 \text{ kN/m l}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{179.39}{200} = 0.90 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $0.9 \times 18.9 = 17.01 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = 17.01 \times 4 = 68.04 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_p + S_v = 342.06$$

$$\frac{S_T}{S_{\text{BAT}}} = \frac{258.07}{449.027} = 0.76 \Rightarrow 76\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 76% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filantes.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

c- Etude du radier :

Ce 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 diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII-3 : Pré dimensionnement du radier :**❖ La dalle**

Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\text{max}} = 5\text{m} \quad ; \quad h_d \geq \frac{550}{20} = 27.5\text{cm}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$.

❖ Hauteur des nervures :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1.18$$

Soit : $h = 1.20 \text{ m}$.

Largeur de la nervure.

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.48 \leq b_n \leq 0.84$$

Soit : $b_n = 60 \text{ cm}$.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h = 1.20 \text{ m}$** ;
- Largeur de la nervure : **$b = 60 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 30 \text{ cm}$** .

VIII-4 : DETERMINATION DES EFFORTS:

A- Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : **$G1 = 40810.7 \text{ KN}$**

Charge d'exploitation : **$Q1 = 5784.6 \text{ KN}$**

b- Charges revenant à l'infrastructure :

$P_{\text{dalle}} = [(3 \times 8) + (7.15 \times 18.9) + (1.9 \times 9.5)] \times 2 + (5.4 \times 8) \times 0.3 \times 25 = 3077.775 \text{ KN}$

$P_{\text{nervure}} = 262.5 \times 0.6 \times 1.2 \times 25 = 4725 \text{ KN}$

- $G2$: charges permanentes de l'infrastructure $G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}}$.
 $G2 = 7802.775 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation : **$Q_{\text{rad}} = 615.55 \text{ KN}$**

c- Charges totales

$G_t = \text{poids du radier} + \text{poids de la structure} :$

$G_t = 40810.7 + 7802.775 = 48613.475 \text{ KN}$.

$Q_t = \text{surcharge du radier} + \text{surcharge de la structure} :$

$Q_t = 5784.6 + 615.55 \text{ KN} = 6400.15 \text{ KN}$.

d- Combinaison d'actions :

Etat Limite Ultime :

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 75228.416 \text{ KN}$.

Etat Limite de Service :

$N_s = G + Q = 55013.625 \text{ KN}$.

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{75228.416}{1.33 \times 200} = 282.81 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55013.625}{200} = 275.06 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 282.81 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 410.37 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 282.81 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 476.47 \text{ m}^2$
(autocad)

❖ Poids total du radier :

$p_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du TVO} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle : $g_1 = s_{\text{rad}} \times h_d \times \rho.$
- Poids de la nervure : $g_2 = b \times h_n \times \rho \times L \times n$
n : n^{bre} de portiques dans le sens considéré.

- Poids de TVO : $g_3 = (s_{rad} - s_{ner}) \times (h_{rad} - h_d - h_{df}) \times \rho$.

$$s_{ner} = \frac{P_{ner}}{\rho \times h_{ner}}$$

Poids de la dalle flottante : $g_4 = (s_{rad} - s_{ner}) \times ep \times \rho$.

AN :

❖ Poids de la dalle :

$$g_1 = s_{rad} \times h_d \times \rho = 476.47 \times 0.3 \times 25 = 3573.52 \text{ kN.}$$

$g_1 = 3573.52 \text{ kN.}$

❖ Poids de la nervure :

- $g_2 = b \times h_n \times \rho \times L \times n = (0.6 \times 0.9 \times 25 \times 262.5)$

$g_2 = 3543.75 \text{ kN.}$

❖ Poids du TVO :

$$s_{ner} = \frac{P_{ner}}{\rho \times h_{ner}} = \frac{3543.75}{25 \times 0.9} = 157.5 \text{ m}^2$$

$$g_3 = (s_{rad} - s_{ner}) \times (h_{rad} - h_d - h_{df}) \times \rho$$

$g_3 = (476.47 - 157.5) \times (1.2 - 0.3 - 0.1) \times 25 = 6379.4 \text{ kN.}$

❖ Poids de la dalle flottante :

$$g_4 = (s_{rad} - s_{ner}) \times ep \times \rho = (476.47 - 157.5) \times 0.1 \times 25 = 797.42 \text{ kN}$$

Poids total de l'infrastructure :

$G_T = 14294.09 \text{ kN}$

- Poids total

$G_t =$ poids du radier + poids de la superstructure :

$$G_t = 14294.09 + 40810.7 = \mathbf{55104.79kN}.$$

$$G_t = \mathbf{55104.79kN}.$$

☞ Surcharge total :

$Q_t =$ surcharge du radier + surcharge de la superstructure :

$$Q_t = \mathbf{6400.15kN}.$$

☞ Combinaisons d'actions :

Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{83991.69kN}.$$

Etat Limite de Service :

$$N_s = G + Q = \mathbf{61504.94kn}$$

☞ Centre de gravité de la semelle du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15.35 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10.137 \text{ m}$$

☞ Moments d'inertie de la semelle du radier :

$$I_{xx} = 61495.0613 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 147736.9478 \text{ m}^4$$

IX-4) Vérifications :

1- Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

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 :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

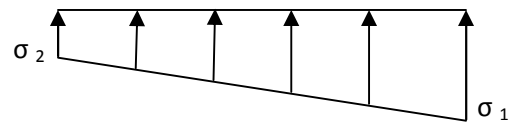


Fig. VI-2 : Diagramme des

contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

☞ Sens x-x :

$$M_0 = 63125.64 \text{ kn.m}$$

$$T_0 = 6586.1 \text{ kn}$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M_x = 63125.64 + (6586.1 \times 1.2) = 71028.96 \text{ kNm.}$$

➤ ELU :

$$N_u = 83991.69 \text{ kN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{83991.69}{476.47} + \frac{71028.96}{147736.9478} \times 15.35 = 183.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{83991.69}{476.47} - \frac{71028.96}{147736.9478} \times 15.35 = 176.3 \text{ kN/m}^2$$

$$D'ou \sigma_m = \frac{3 \times 183.66 + 176.3}{4} = 181.82 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ ELS :

$$N_s = 61504.94 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{61504.94}{476.47} + \frac{71028.96}{147736.9478} \times 15.35 = 136.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{61504.94}{476.47} - \frac{71028.96}{147736.9478} \times 15.35 = 121.70 \text{ kN/m}^2$$

$$D'ou \sigma_m = \frac{3 \times 136.46 + 121.70}{4} = 132.77 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

☞ **Sens y-y**

$$M_0 = 102450.39 \text{ kn.m}$$

$$T_0 = 6950.3 \text{ kn}$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M_Y = 102450.39 + (6950.3 \times 1.2) = 110790.75 \text{ kNm.}$$

➤ **ELU :**

$$N_u = 83991.69 \text{ N}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{83991.69}{476.47} + \frac{110790.75}{61495.061} \times 14.75 = 202.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{83991.69}{476.47} - \frac{110790.75}{61495.061} \times 14.75 = 149.70 \text{ kN/m}^2 \text{ D'où ;}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 202.85 + 149.70}{4} = 189.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 . \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$N_s = 61504.94 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{61504.94}{476.47} + \frac{110790.75}{61495.061} \times 14.75 = 155.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{61504.94}{476.47} - \frac{110790.75}{61495.061} \times 14.75 = 102.51 \text{ kN/m}^2 \text{ D'où ;}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.65 + 102.51}{4} = 142.36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 . \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{83991,69 \times 1}{476,47} \times \frac{5,5}{2} = 484,76 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{484,76}{1 \times 0,27} = 1795,43 \text{ kN/m}^2 = 1,795 \text{ MPa}$$

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

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

3- Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1.2 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$P = 55104,79 \text{ kN.}$$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 476,47 \text{ kN} \times 10 \times 1,2 = 8576,46 \text{ kN}$$

$$P > 8576,46 \text{ kN}$$



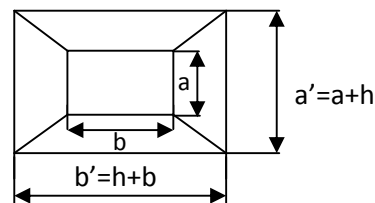
Condition vérifiée

4- Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$$

➤ Vérification pour les poteaux :



La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$$

Avec

N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1605.2kN (le poteau le plus sollicité)

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

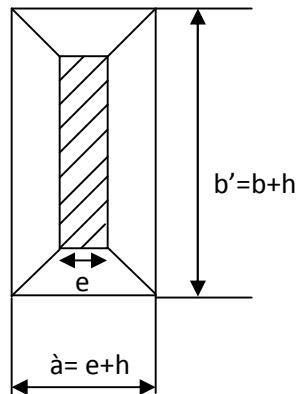
h : hauteur de la nervure égale à 1.2cm

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 1.2) \times 2 = 6.8\text{m}$$

$$N_u = 1605.2 \leq 0.045 \times 6.8 \times 25000 = 7650 \text{ kN}$$

$$N_u = 1605.2 \text{ kN} \leq 7650 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour les voiles**



Pour une bande de largeur **b = 1 m**

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$)

Avec : $U_i = (0.2 + 1 + 2 \times 1.2) \times 2 = 7.2\text{m}$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile

le plus sollicité vaut 4650.1 kN

Donc

$$0.045 \times 6.8 \times 25000 = 8100\text{kN}$$

$4650.1 \leq 8100\text{kN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

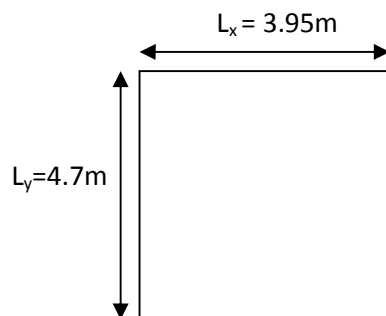
IX-5 : Ferrailage du radier :
1- Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :


$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3.95 - 0.3)}{(4.7 - 0.3)} = \frac{3.65}{4.4} = 0.82$$

$0.4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 189.64 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 142.36 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(189.64 - \frac{55104.79}{476.47}\right) \times 1\text{m} = 73.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(142.36 - \frac{55104.79}{476.47}\right) \times 1\text{m} = 26.70 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_x$$

$$\text{On aura donc } \begin{cases} : M_x = 0.0542 \times 73.89 \times 3.65^2 = 53.35 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.631 \times 53.35 = 33.66 \text{ KNm} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

❖ **Sens de la petite portée :****Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 53.35$$

$$M_{ua} = -26.67 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.85) \times 53.35$$

$$M_{ut} = 45.34 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$M_{ax} = 45.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ua}}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{45.34 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4.93 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

-En travée :

$$M_{tx} = 187 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ua}}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{26.67 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 2.87$$

$$A_{tx} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA12 = 4.52cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ Sens de la grande portée :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 33.66$$

$$M_{ua} = -16.83 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 33.66$$

$$M_{ut} = 28.61 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$M_{ay} = 28.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.61 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ua}}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{22.61 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = 2.44$$

$$A_{ay} = 2.44 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

-En travée :

$$M_{ty} = 16.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.83 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.016 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ut}}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{16.83 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 1.80$$

$$A_{ty} = 1.80 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures en appuis	4 HA10/ml	5HA12/ml
Armatures en travée	4HA10/ml	4HA12/ml

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou aux appuis dans le sens de la grande portée ne sont pas vérifiées.

Donc, on opte pour le ferrailage suivant :

5HA10 = 3.92 cm² aux appuis avec un espacement St=20cm

5HA10=3.92 cm² en travée avec un espacement St=20cm

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures en appuis	5HA10/ml	5HA12/ml
Armatures en travée	5HA10/ml	4HA12/ml

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

La condition de l'espacement des armatures est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérifications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

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

$$M_{sx} = 19.28 \text{ KNm ;}$$

$$M_{sy} = 12.17 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 19.28$$

$$M_{sa} = -9.64 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 19.28$$

$$M_{st} = 16.39 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 \sigma_{bu}} = \frac{9.64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.8} = 0.008 \rightarrow = 0.0100$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{2.7 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.1$$

-En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 \sigma_{bu}} = \frac{16.39 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.8} = 0.016 \rightarrow = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{2.7 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.1$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

2- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

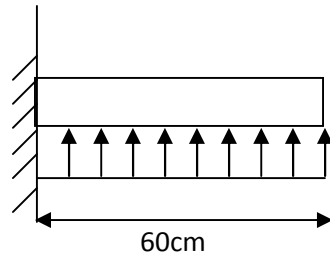


Fig. IX-3 : Schéma statique du débord

➤ Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(189.64 - \frac{55104.79}{476.47}\right) \times 1\text{m} = 73.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-73.98 \times 0.60^2}{2} = -13.31 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(142.36 - \frac{55104.79}{476.47}\right) \times 1\text{m} = 26.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-26.70 \times 0.60^2}{2} = -4.806 \text{ KN.m}$$

3- Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.70 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.02 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0.02 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.70 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 3\text{HA}10 / \text{ml} = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

5- Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte $A_U = 5\text{HA}12/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

6- Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 2.7$$

$$\mu_s = 0.004 \rightarrow \alpha = 0.0050$$

$$\alpha = 0.005 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.7-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.1 \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

7- Ferrailage des nervures :

Pour le calcul des efforts, on utilise le logiciel ETABS :

NB :

A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer des corrections aux moments trouvés par la méthode des trois moments :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x / 4).$$

$Q_u = q_u \times l_m$ } Pour les moments fléchissant.

$$Q_s = q_s \times l_m$$

$Q_u = q_u \times l_t$ } Pour les efforts tranchant.

$$Q_s = q_s \times l_t$$

◆ Détermination des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 73.98 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 26.70 \text{ kN/m}$$

Sens longitudinale : (File 2)

- Calcul des charges :

Pour tous les panneaux : $0.4 \rho = 1$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme triangulaire.

										moment fléchissant				effort tranchant			
	panneau	l_x	l_y	P	Chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
B-C	1	3.2	5.5	0.58	triangle	1.07	0.80	73.98	26.7	78.83		28.45		59.18		21.36	
	2	3.2	4.7	0.68	triangle	1.07	0.80	73.98	26.7	78.83	157.67	28.45	56.90	59.18	118.37	21.36	42.72
C-D	1	3.95	5.5	0.72	triangle	1.32	0.99	73.98	26.7	97.31		35.12		73.06		26.37	
	2	3.95	4.7	0.84	triangle	1.32	0.99	73.98	26.7	97.31	194.62	35.12	70.24	73.06	146.11	26.37	52.73
E-F	1	1.9	5.5	0.35	triangle	0.63	0.48	73.98	26.7	46.81		16.89		35.14		12.68	
	2	1.9	1.89	0.99	triangle	0.63	0.48	73.98	26.7	46.81	93.61	16.89	33.79	35.14	70.28	12.68	25.37
F-G	1	5.4	5.5	0.98	triangle	1.80	1.35	73.98	26.7	133.03		48.01		99.87		36.05	
	2	5.4	0.9	6.00	triangle	1.80	1.35	73.98	26.7	133.03	266.06	48.01	96.02	99.87	199.75	36.05	72.09
G-H	1	1.9	5.5	0.35	triangle	0.63	0.48	73.98	26.7	46.81		16.89		35.14		12.68	
	2	1.9	1.89	0.99	triangle	0.63	0.48	73.98	26.7	46.81	93.61	16.89	33.79	35.14	70.281	12.68	25.37
H-I	1	3.95	5.5	0.72	triangle	1.32	0.99	73.98	26.7	97.31		35.12		73.06		26.37	
	2	3.95	4.7	1.19	triangle	1.32	0.99	73.98	26.7	97.31	194.62	35.12	70.24	73.06	146.11	26.37	52.73
B-C	1	3.2	5.5	0.58	triangle	1.07	0.80	73.98	26.7	78.83		28.45		59.18		21.36	
	2	3.2	4.7	0.68	triangle	1.07	0.80	73.98	26.7	78.83	157.67	28.45	56.90	59.18	118.37	21.36	42.72

➤ ELU

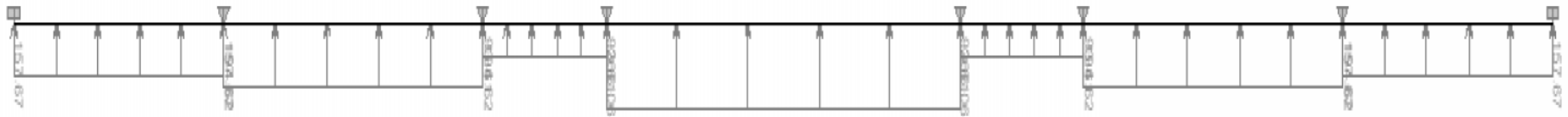


Fig. IX-5 : Schéma statique de la nervure

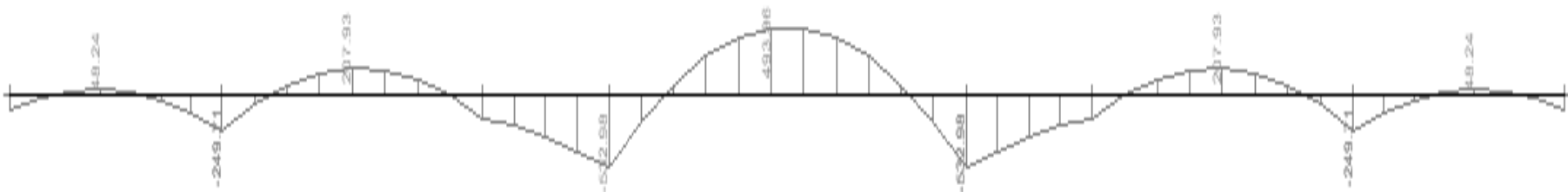


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 493.96 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -532.98 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 1.20 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

❖ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -532.98 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{532.98 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0.047 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{532.98 \times 10^3}{0.975 \times 115 \times 348} = 13.65 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 + 4HA14 Chapeaux = 14.19 cm²

❖ En travée :

$$M_t = 493.96 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{493.96 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0.044 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{493.96 \times 10^3}{0.978 \times 115 \times 348} = 12.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 + 4HA14 = 14.19 cm²

➤ ELS



Fig. IX-8 : Schéma statique de la nervure

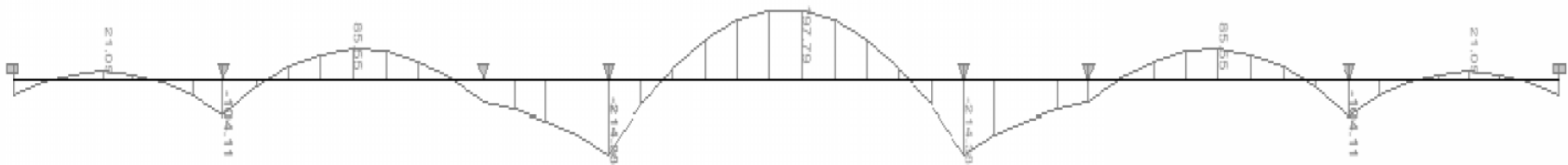


Fig IX-9 :Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

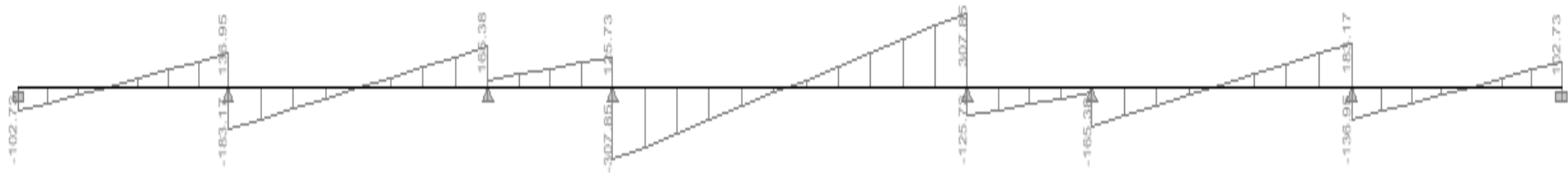


Fig IX-10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	-532.98	-214.38	2.48	0.018	0.0201	0.99	Condition vérifiée
	Travée	493.96	197.79	2.49	0.016	0.0227	0.99	Condition vérifiée

➤ **Sens longitudinale : nervure (file C)**

❖ **Calcul des charges :**

Pour tous les panneaux : $0.4 \rho = 1$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

	panneau	l _x	l _y	P	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
1-2	1	3.2	4.7	0.68	Trapèze	1.35	1.06	73.98	26.7	100.08		36.12		78.07		28.18	
	2	3.95	4.7	0.84	Trapèze	1.51	1.15	73.98	26.7	111.71	211.79	40.32	76.44	84.71	162.79	30.57	58.75
2-4	1	3.2	4	0.80	Trapèze	1.26	0.96	73.98	26.7	93.12		33.61		71.02		25.63	
	2	3.95	4	0.99	Trapèze	1.33	1.00	73.98	26.7	98.62	191.73	35.59	69.20	73.97	144.99	26.70	52.33
4-5	1	3.2	5.4	0.59	Trapèze	1.41	1.13	73.98	26.7	104.51		37.72		83.30		30.06	
	2	3.95	5.4	0.73	Trapèze	1.62	1.25	73.98	26.7	120.05	224.56	43.33	81.05	92.67	175.97	33.45	63.51
5-6	1	3.2	4.7	0.68	Trapèze	1.35	1.06	73.98	26.7	100.08		36.12		78.07		28.18	
	2	3.95	4.7	0.84	Trapèze	1.51	1.15	73.98	26.7	111.71	211.79	40.32	76.44	84.71	162.79	30.57	58.75

➤ ELU

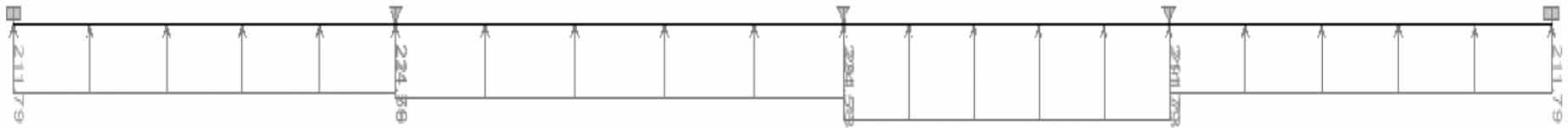


Fig. IX-5 : Schéma statique de la nervure

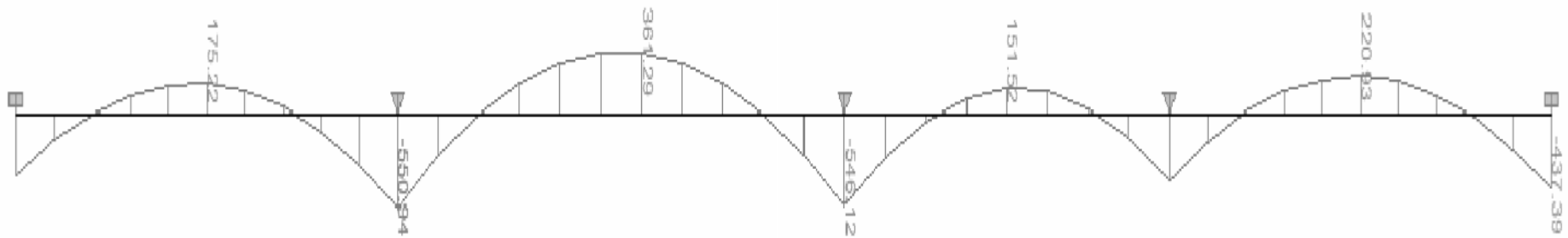


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

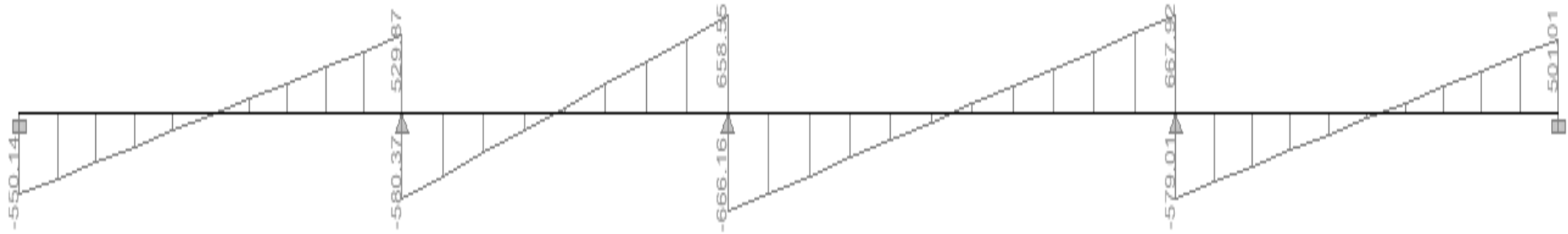


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 361.29 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -550.94 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = -550.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{550.94 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0.048 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{550.94 \times 10^3}{0.975 \times 115 \times 348} = 14.11 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{4HA16 + 4HA14 \text{ Chapeaux} = 14.19 \text{ cm}^2}$$

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 361.29 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{361.29 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0.032 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{361.29 \times 10^3}{0.984 \times 115 \times 348} = 9.17 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{Soit : 4HA16 + 2HA12 = 12.09 \text{ cm}^2.}$$

➤ ELS

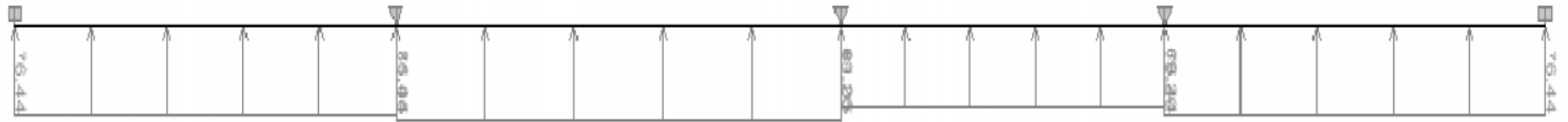


Fig. IX-8 : Schéma statique de la nervure

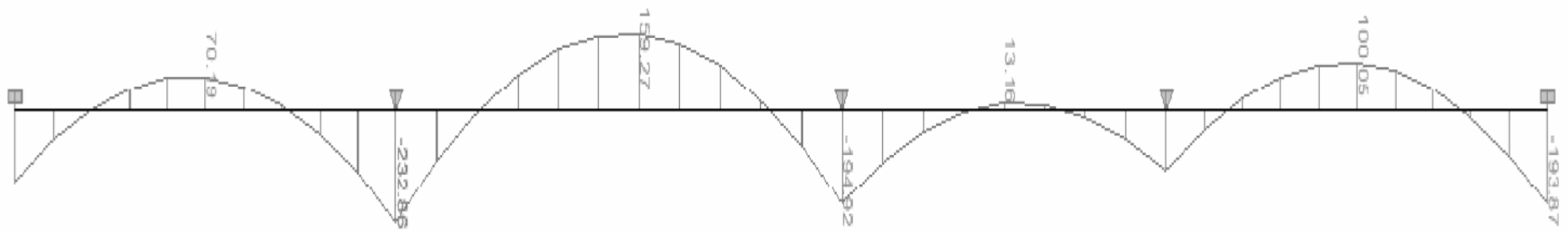


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

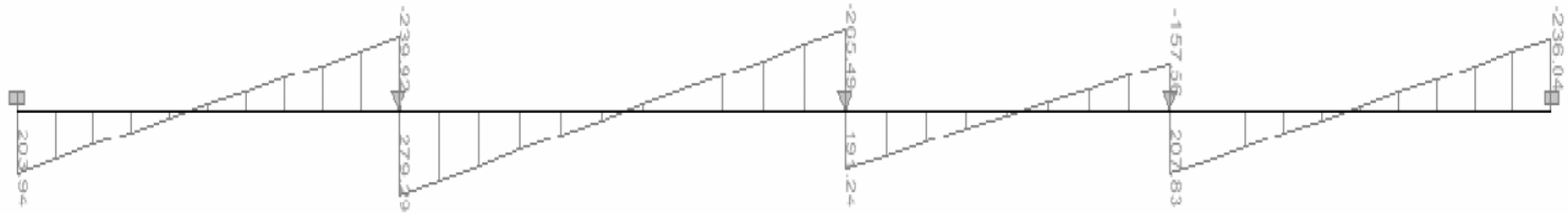


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

☞ **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	550.94	232.86	2.32	0.02	0.0252	0.91	Condition vérifiée
	Travée	361.29	159.27	2.26	0.013	0.0151	0.88	Condition vérifiée

☞ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 60 \times 105 \times 2,1}{400} = 7,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Armatures transversales :**

✓ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91(A.7.2,2), le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(34,2; 16; 60) = 16 \text{ mm}$$

soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{27,5; 19,2\}$$

Soit : **St = 10 cm.**

• **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 60 \text{ cm.}$$

Soit : **St = 15 cm.**

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 667.92 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{667.92 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

CONCLUSION :**Ferraillage du radier :****1) Ferraillage de la dalle :**❖ **Sens de la petite portée :**

En appuis :

5 HA10 = 3.92 cm²/ml avec un espacement de **St=20cm**.

En travée :

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm²/ml avec un espacement de **St=20cm**.

❖ **Sens de la grande portée :**

-En appuis :

Soit : 5HA12= 5.65 cm²/ml avec un espacement de **St=20cm**.

-En travée :

Soit : 4HA12 = 4.52 cm²/ml avec un espacement de 12.5cm.

2) Ferraillage du débord :

Armatures principales : $A_U = 5\text{HA}12/\text{ml}$

Armatures de répartition : Soit $A_r = 3 \text{ HA}10 /\text{ml}$

3) Ferrailage des nervures :

1. Armatures longitudinales :

Sens longitudinal :

En appuis :

$4\text{HA}16+4\text{HA}14 = \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

En travée :

$4\text{HA}16+4\text{HA}14 = \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

Sens transversal :

$4\text{HA}16+4\text{HA}14 = \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

En travée :

$4\text{HA}16+2\text{HA}12 = \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

2. Armatures transversales :

$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (02 cadres).

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études est une première expérience qui nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS avec lequel nous nous sommes familiarisés durant la réalisation de ce projet.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner le point suivant :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;
- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important.

Nous finissons cette étude en ayant satisfaction d'avoir renforcé notre sens du concret.

Bibliographie

- **Règles parasismiques Algériennes (RPA 2003)**
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites; **BAEL91 modifier 99**

Edition Eyrolles

- **DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.**
- **Calcul des Ouvrages en BA**
Règle CBA . RPA 2003
(Mr CHERAIT- Y)
OPU
- **Calcul des Ouvrages en BA**
(Mr BELAZOUGUI - M)
OPU
- **Cours et TD des années de spécialité.**