

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



Mémoire de fin d'études

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

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6+3S-Sols+ Charpente) à usage d'habitation et commercial, à ossature mixte, contreventé par voiles avec l'application d'ETABS



Proposé par : M^{me} AIT RABAH

Promoteur : M^R MERAKEB

**Etudié par: M^{elle} DJALLAL SABRINA
M^{me} GACEM NAWAL**

Année 2013/2014

Introduction

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

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude des éléments résistants d'un bâtiment R+5, 3 sous sols et un étage en attique à usage d'habitation et commercial. Pour nos calculs, **na-étudier** une structure à voile porteur en béton armé, ainsi **qu'**une charpente en bois qui lui sert de toiture.

Ce bâtiment comporte :

- 01 RDC a usage commercial
- 03 sous sols
- 05 étages courants à usage d'habitation
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.
- 01 étage en attique

II. La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

III. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

On est tenu de respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes:

-Hauteur totale du bâtiment avec les sous-sols	30.39m.
-Longueur totale du bâtiment	19.10m.
-Largeur totale du bâtiment	15.40m.
-Hauteur de niveau	3.06m.
-Hauteur du RDC	3.06m.
-Hauteur du sous-sol	2.89m.

IV. Le système structural

La structure du bâtiment est choisi en tenant compte de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs ,du type déconstruction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des (RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A). Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement par des voiles avec justification.

V. La réglementation utilisée

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- **BAEL91 modifiées 99**(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22**(Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA93**(conception et calcul des structure en béton armé).

VI. Eléments de l'ouvrage

- **Les fondations :**

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour ~~objet~~ rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols (voire CHAPITRE IX).

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

- **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

- **Les Voiles :**

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

- **La toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous

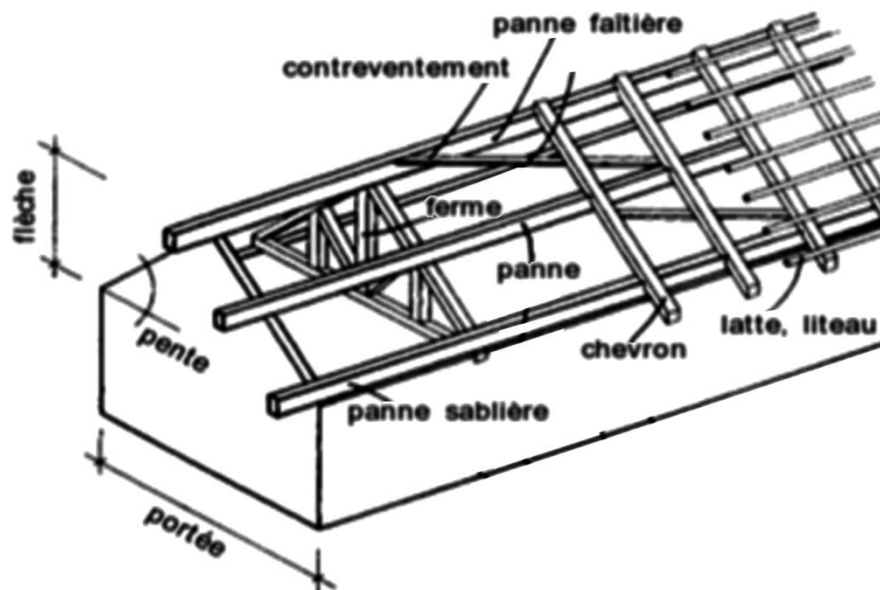


FIGURE I-1 : structure d'une charpente.

- **Remplissage :**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 8 cm.
- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Balcons :**

Les balcons que sont en console et seront réalisés en corps creux.

- **Les escaliers :**

Nous avons un seul type d'escalier (deux volées).

Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

- **Revêtement :**

- Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

VII. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 de béton est comme suit :

Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).

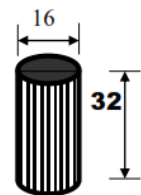
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 .
- 150 à 200L d'eau.

REMARQUE : ce n'est pas évident que les dosages imposés donne $f_{28} = 25\text{MPa}$, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours :

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, (f_{c28})

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm^2 de section ($d = 16\text{cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32\text{cm}$)



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

$$f_{cj} = J / (4.76 + 0.83J) f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = J / (1.4 + 0.95J) f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40\text{Mpa.}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

b. Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suit :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ à } j = (28j) \quad f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ Mpa.}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa pour } f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

d. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = E/2(1 + \nu)$

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

e. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = (\Delta d/d)/(\Delta l/l)$.

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f. les états limites:

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **état limite ultime de résistance:**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- stabilité de forme (flambement)
- résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\theta \cdot \gamma_b$ est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

θ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des action est supérieur a 24h

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

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on à $F_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante.

- **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU** : (BAEL/A.4.3.4)

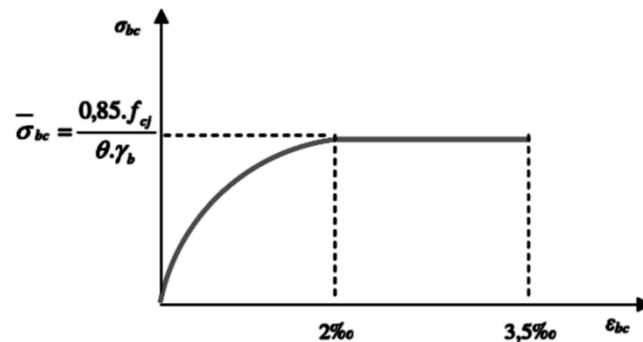


FIGURE I-3: Diagramme contrainte- déformation (ELU).

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure. Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion.

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

▪ **état limite de service** (BAEL/A .4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa (à 28j d'âge)}$$

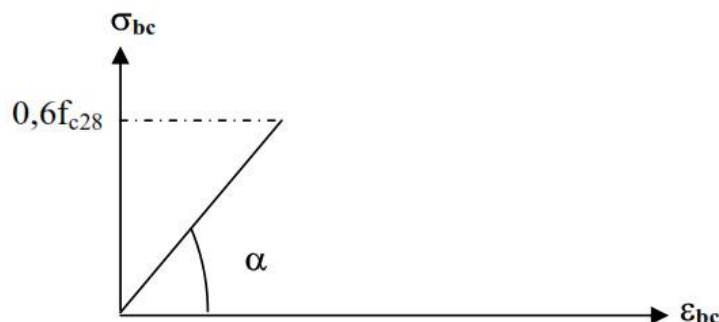


FIGURE I-3: Diagramme des contrainte- déformation du béton.

g. contrainte limite de cisaillement à l'ELS :(BAEL 91 modifier en 99. ART5-1)

Elle est donnée par :

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

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d=h-c$

$\tau_u \leq \min \{0.2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{Mpa}\}$ si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{Mpa}\}$ si la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

B. Acier :

a. généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance a la traction classés en trios catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

b. module d'élasticité longitudinale E_s :

Il est pris égal à 2.10^5 Mpa.

c. contraintes limites σ_{st} :

A L'ELU :

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu nuisible** : (Art A.4.5.32/BAEL91)
Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$
- **Fissuration préjudiciable** : (Art A.4.5.33/BAEL91)
Cas des éléments exposés aux intempéries
 $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa
- **Fissuration très préjudiciable** : (Art 4-5.34/BAEL91)
Cas des éléments exposés à un milieu agressif
 $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ en MPa

η : coefficient de fissuration
 $\eta=1$ pour les ronds lisses
 $\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre < à 6mm
 $\eta=1.6$ pour les hauts adhérences(HA)

d. diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)

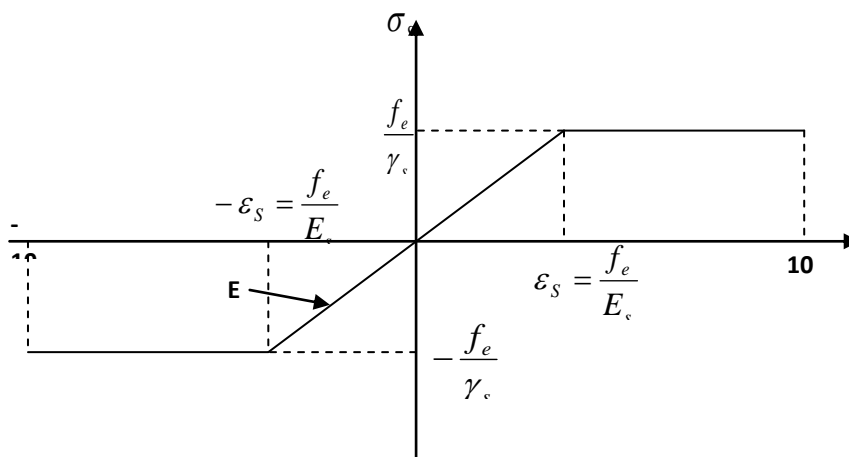


FIGURE I-4: Diagramme contrainte déformation.

e. Enrobage (protection des armatures) :

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$...pour les parois situées dans les locales.

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet. Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux, en utilisant les règlements (*RPA99/ version2003*) et (*C.B.A 93*).

II. Pré dimensionnement des planchers :**A. Planchers:****a. Planchers à corps creux :**

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (*BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423*)

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

ht: Hauteur total du plancher.

On a: $L_{max} = 320 - (15 + 15)$ cm. $h_t = \frac{290}{22.5} = 12.88$ cm.

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm. Dalle de compression de 4 cm.

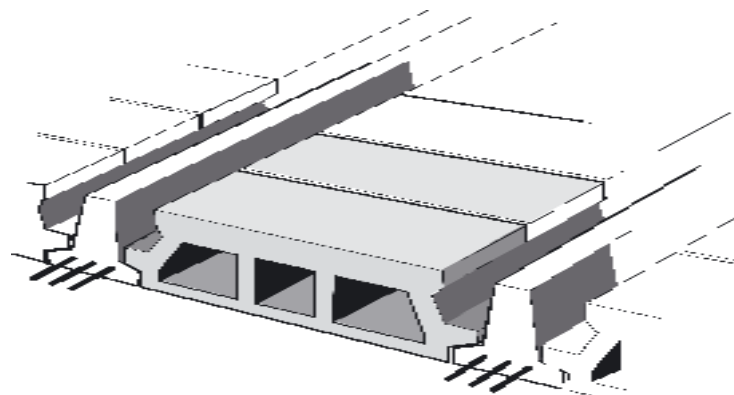


Figure II.1: figure d'un plancher en corps creux.

b. Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers et aussi les balcons qui sont encastree à une extrémité.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

❖ **Plancher en dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- Condition de résistance à la flexion :**a) Panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :**

$$\text{Si } \alpha \leq 0,4 : \quad e_p \geq l_x / 25$$

$$\text{Si } 0,4 \leq \alpha \leq 1 : \quad e_p \geq l_x / 30$$

Avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

l_x : petit coté du panneau de dalle considéré.

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

c) Panneau de la dalle pleine du local machine :

$$\alpha = 1,55 / 1,9 = 0,81 \quad \longrightarrow \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 155 / 30 = 5,16 \text{ cm}$$

On opte pour : **$e_p = 15 \text{ cm}$** .

- Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

➤ On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

- Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm.

III. Pré dimensionnement des portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A. Poutres :

Ce 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). Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

La hauteur « h » de la poutre est donnée :

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

L : la portée max entre appuis d'un nœud à un autre

La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Et elles sont vérifiées par le *R.P.A99 version 2003. (Art 7.5.1)*

Largeur $b \geq 20$ cm.

Hauteur $h \geq 30$ cm.

Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$ Tel que b_1 est la largeur du poteau.

a. Pré-dimensionnement de la poutre principale (sens transversal) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles. La hauteur de la poutre est :

$$\text{on a } I_{\max} = 380 - 2(15) = 350 \text{ cm.}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23,33 \leq h \leq 35$$

On prend $h = 35$ cm.

$$\text{La largeur de la poutre : } \quad 0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30$ cm .et $h = 35$ cm.

**Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de ($b = 30$ cm).

Quant aux exigences du (*RPA 99*), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

b. Pré-Dimensionnement de la poutre secondaire:

Elles sont parallèles aux poutrelles
La hauteur de la poutre est :

$$\text{on a } I_{\max}: 320 - 2(15) = 290 \text{ cm.}$$

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19,33 \leq h \leq 29$$

La largeur de la poutre : $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$

$$12 \leq b \leq 21$$

Pour les mêmes raisons que les poutres principales

On prend $b= 25 \text{ cm. et } h= 30 \text{ cm.}$

Quant aux exigences du (*RPA 99*), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

D'où

Poutre principale : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $25 \times 30 \text{ cm}^2$

II.1.3 Pré-dimensionnement des voiles :

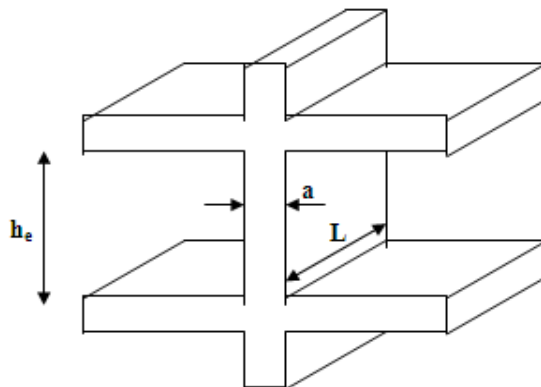
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

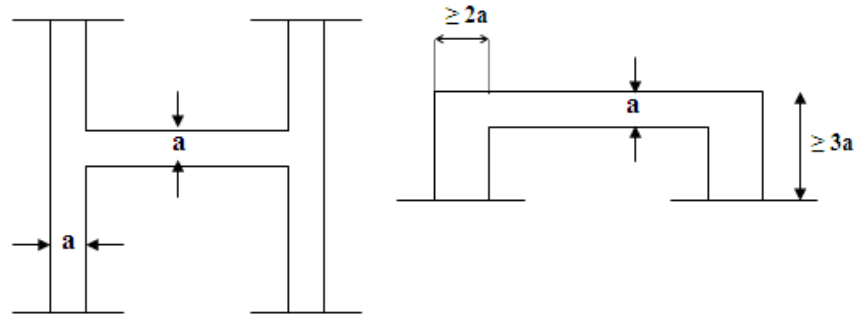
L_{\min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseur du voile.

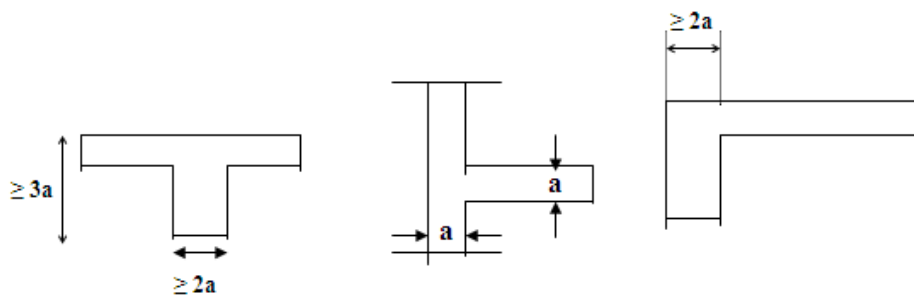
L'épaisseur minimale est de 15 cm.



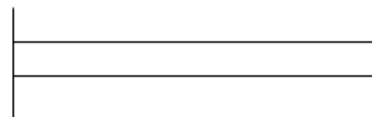
L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



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



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



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

a) Les 3 sous sol :

$$h_e = 2,89 - 0,20 = 2,69 \text{ m}$$

20 cm : épaisseur du plancher (16+4)

$$a \geq h_e / 20$$

$$\text{Donc : } a \geq (269/20) = 13.45 \text{ cm}$$

➤ On opte pour : a = 20 cm

b) RDC et étages courants :

$$h_e = 3.06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$a \geq (286/20) = 14,30 \text{ cm}$$

➤ **On opte pour : a = 20 cm**

– **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :**

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$$L_{\min} = 300 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

B. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicitée tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Selon le (RPA99 Revu 2003, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots \text{ en zone IIa.}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots h_e \text{ est la hauteur libre entre étages}$$

$$\text{Le rapport } \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Remarque :

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge. On aubadons à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

1. Descente de charges :**a. Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

On a quatre poteaux sollicités de la même manière, du fait que les surfaces des planchers qui leurs reviennent est la même $B_2 \cdot E_2 \cdot B_3 \cdot E_3$

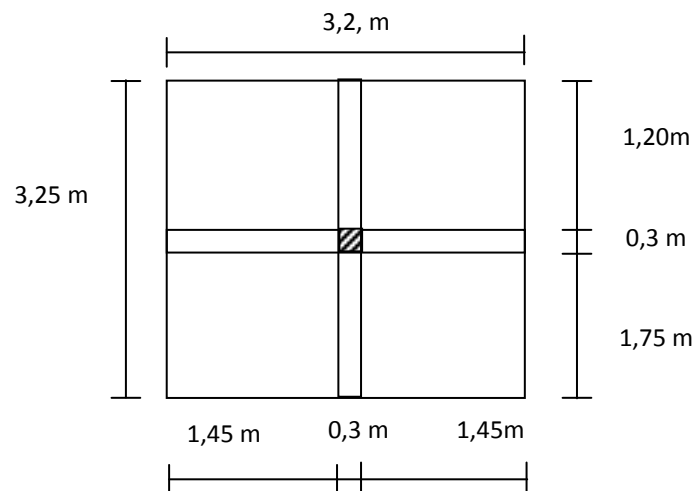


Figure II.2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité « ETAGES ».

$$S_{brute} = 3.20 \times 3.25 = 10.40 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = 2(1.45 \times 1.20) + 2(1.45 \times 1.75) = 8.55 \text{ m}^2$$

b. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

- **Les charges permanentes :**
- **Toiture :** inclinaison est de ($\alpha = 33.54^\circ$)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Couverture en tuile mécanique (linteau compris)	/	/	0.45
Pannes + chevrons + fixation	/	/	0.1
Mur de séparation (ep=10cm)	/	/	0,90
totale			1.45

TABLEAU II.1. les charges permanentes revenant à la toiture

- **Les planchers :**
- Plancher sous toiture :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	FIGURE
Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2.8	
Enduit en plâtre	2	0.1	0.2	
Charge permanente totale : Gt			3.00	

TABLEAU II.2. les charges permanentes revenant au Plancher sous toiture.

Plancher étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	figure
1. Maçonnerie en briques creuses avec enduit.	/	/	0.9	
2. Revêtement en carrelage	2	20	0.4	
3. Mortier de pose	3	20	0.6	
4. Couche de sable	3	22	0.66	
5. Plancher en corps creux	20	/	2.8	
6. Enduit en plâtre	2	20	0.2	
totale			5.56	

TABLEAU II.3. les charges permanentes revenant au Plancher étage courant.

- **Maçonnerie :** Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

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

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1. Mortier de ciment	2	18	0.36	
2. Briques creuse	10	9	0.9	
3. lame d'air	8	0	0	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			2.36	

TABLEAU II.4. les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Murs intérieurs :

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

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Figure
1 Enduit de plâtre	2	10	0.2	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
totale			1.30	

TABLEAU II.5. les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

- Les charges d'exploitations :

Eléments	Q [KN/m ²]
Terrasse ou toiture	1
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Plancher sous-sol (cave)	2.5
Etage à usage commercial (RDC)	3.5
balcon	3.5
Escaliers	2.5

TABLEAU II.6. Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

c. Calcul des poids :

Charges permanentes :

- **Poids revenant à chaque plancher :**

-

Toiture : $P=G \times S_t$ Avec S_t : la surface inclinée de la toiture.

$$\text{tg } \alpha = 3.05/4.6 = 0.66$$

$$\text{D'où : } \alpha = \mathbf{33.54^\circ}$$

$$L_1 = 1.50 / \cos \alpha = 1.50 / 0.833 = 1.80 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.20 / \cos \alpha = 1.20 / 0.833 = 1.44 \text{ m}$$

$$S_t = 2(L_1/2 \times 3.80/2) + 2(L_2/2 \times 3.80/2)$$

$$S_t = 2(1.80/2 \times 3.80/2) + 2(1.44/2 \times 3.80/2)$$

$$S_t = 6.15 \text{ m}^2$$

❖ Poids des niveaux :

➤ Niveau toiture :

$$- P \text{ toiture} = (6,15 \times 0,55) + (10,4 \times 0,90) = 12,74 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poutre} = (0,35 \times 0,30 \times 1,8) \times 25 + (0,30 \times 0,25 \times 1,4) \times 25 = 7,35 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poteau} = (0,30 \times 0,30 \times 3,05) \times 25 = 6,86 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P \text{ total} = 26,95 \text{ KN}}$$

➤ Niveau planché sous toiture :

$$- P \text{ planché} = 8,55 \times 3,00 = 25,65 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poutres principales} = (0,35 \times 0,30) \times 2,95 \times 25 = 7,74 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poutres secondaires} = (0,25 \times 0,30) \times 2,90 \times 25 = 5,43 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poteau} = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P \text{ total} = 20,05 \text{ KN}}$$

➤ Niveau étage courant :

$$- P \text{ planché} = 8,55 \times 5,56 = 47,53 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poutres principales} = (0,30 \times 0,35) \times 2,95 \times 25 = 7,74 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poutres secondaires} = (0,25 \times 0,30) \times 2,9 \times 25 = 5,43 \text{ KN}$$

$$- P \text{ poteau} = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

RDC

$$- P \text{ poteau} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P \text{ total} = 74,46 \text{ KN}}$$

POTAUX SOUS SOLS

1 au 3 sous sol :

$$- P \text{ poteau} = 0,30 \times 0,30 \times 2,89 \times 25 = 6,50 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P \text{ total} = 80,96 \text{ KN}}$$

a) Les surcharges d'exploitations

❖ **Loi de dégression des surcharges :**

Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q_0) étant la surcharge d'exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

($Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$) sont les surcharges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes

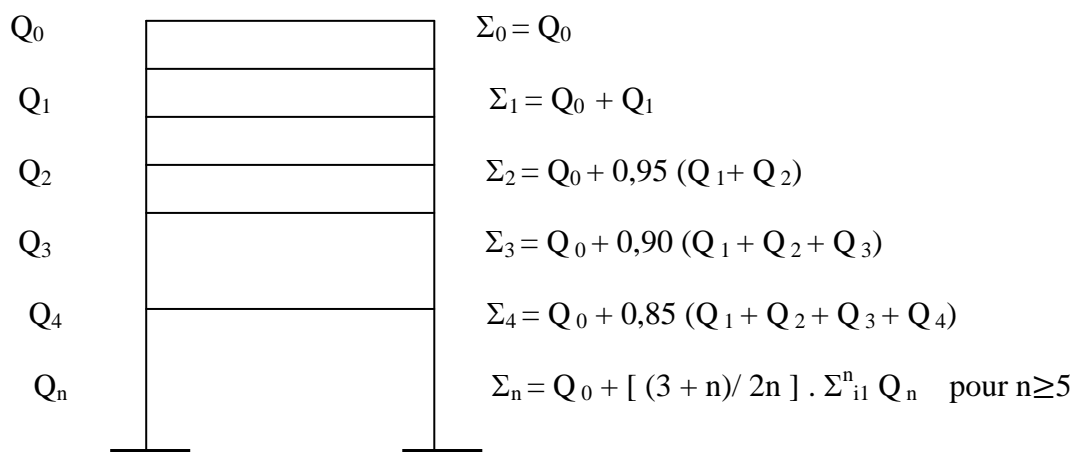


Fig. II.2: Loi de dégression des surcharge

- Coefficients de dégression de charges
-

NIV	T	06	05	04	03	02	01	RDC	SS01	SS02	SS03
COEFF	1	1	0.95	0.9	0.85	0,80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de charges

- Toiture = $8.55 \times 1 = 8.55$ [KN].
- NIV 6 = $8.55 + (8.55 \times 1.5) = 21.37$ [KN].
 - NIV 5 = $8.55 + 0.95(2 \times 12.82) = 32.90$ [KN].
 - NIV 4 = $8.55 + 0.90(3 \times 12.82) = 43$ [KN].
 - NIV 3 = $8.55 + 0.85(4 \times 12.82) = 52.13$ [KN].
 - NIV 2 = $8.55 + 0.80(5 \times 12.82) = 59.83$ [KN].
 - NIV 1 = $8.55 + 0.75(6 \times 12.82) = 66.24$ [KN].
 - RDC = $8.55 + 0.714(7 \times 12.82) = 72.62$ [KN].
 - SS1 = $8.55 + 0.687(8 \times 12.82) = 79.00$ [KN].
 - SS2 = $8.55 + 0.666(9 \times 12.82) = 85.39$ [KN].
 - SS 3 = $8.55 + 0.65(10 \times 12.82) = 91.88$ [KN].

➤ (Q_0) : surcharges d'exploitation de la toiture.

$$Q_0 = 1 \times 8.55 = 8.55 \text{ KN}$$

➤ De (Q_1) à (Q_{10}) : surcharges d'exploitation des planchers d'étage courant (habitations)

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = 1.5 \times 8.55 = 12.82 \text{ KN}$$

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								Sections des poteaux [cm ²]	
	G plancher	G poutres	G poteaux	G tot	G cum	Q	Q cum	N=G _c +Q _c	S trouvée	S adoptée
toiture	12.74	7.35	6.86	26.95	26.95	8.55	8.55	35.5	23.66	30X30
6	25.65	13.17	6.88	20.05	47.00	12.82	21.37	68.37	45.58	30X30
5	47.53	13.17	6.88	74.46	94.51	12.82	34.19	128.7	85.80	30X30
4	47.53	13.17	6.88	74.46	168.97	12.82	47.01	215.98	143.98	35X35
3	47.53	13.17	6.88	74.46	243.43	12.82	59.83	303.26	202.17	35X35
2	47.53	13.17	6.88	74.46	317.89	12.82	72.65	390.54	260.36	35X35
1	47.53	13.17	6.88	74.46	392.35	12.82	85.47	477.82	318.54	40X40
RDC	47.53	13.17	6.88	74.46	466.81	12.82	98.29	565.10	376.73	40X40
SS1	47.53	13.17	6.50	80.96	547.77	12.82	111.11	658.88	439.25	45X45
SS2	47.53	13.17	6.50	80.96	628.73	12.82	123.93	752.66	501.77	45X45
SS3	47.53	13.17	6.50	80.96	709.69	12.82	136.75	846.44	564.29	45X45

TABEAU II.8. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux.

- **Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :**

- Poteau de la toiture et 6^{eme} au 5^{eme} étage :

poteau (30 × 30)

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(30, 30) \geq h_e / 20 = 15,30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

- Poteau d'étage courant (4^{ème} au 2^{ème} étage) : poteau (35 × 35)

- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 15,30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

- Poteaux 1^{er} étage et RDC : poteau (40 × 40)

- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 15,30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

- Poteaux 3 sous sol : poteau (45 × 45)

- $\text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(45, 45) \geq h_e / 20 = 14,45 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{(1)}$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0$) (2)

i : Rayon de giration ($i = [I / A]^{1/2}$)(3)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$)(4)

A: Section transversale du Poteau ($B = a . b$)(5)

L_0 : hauteur libre du poteau

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve : $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

▪ **Poteau de section (45 x 45) :**

➤ pour $L_0 = 2,89 - 0,30 = 2,59$ m

$b = 0,45$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,59) / 0,45 = 13,92 < 50$ Vérifiée

▪ **Poteau de section (40 x 40) :**

➤ pour $L_0 = 3,06 - 0,30 = 2,76$ m

$b = 0,40$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,40 = 16,69 < 50$ Vérifiée

▪ **Poteau de section (35 x 35):**

$L_0 = 3,06 - 0,30 = 2,76$ m

$b = 0,35$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,35 = 19,08 < 50$ Vérifiée

▪ **Poteau de section (30 x 30):**

$L_0 = 2,76$ m

$b = 0,30$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,30 = 22,26 < 50$ Vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Récapitulatif :**- Poutres :**

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Poteaux :

- Poteau 3 sous sol : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du RDC au 1^{er} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux de la toiture et 5^{ème} au 6^{ème} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Voiles de sous sol : épaisseur de 20 cm.

- Voiles étage courant : épaisseur de 20 cm.

- Plancher en corps creux : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

- Plancher en dalle pleine : plancher de 15 cm d'épaisseur.

INTRODUCTION:

Dans ce chapitre, nous allons bien souvent revenir au cours de béton armé III concernant un grand nombre d'élément à calculer tel :le plancher, escalier, balcon,

Mais avant tout, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du C.B.A ainsi que le BAEL.

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1\text{KN/mL}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

III-1-1) Dimension de l'acrotère :

Hauteur : 30cm.

Epaisseur : 10cm

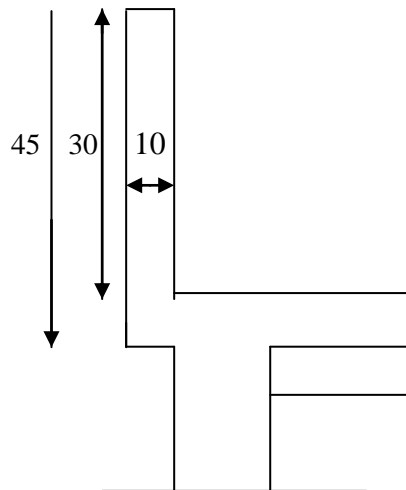


Fig. IV-1 : Schéma de l'acrotère

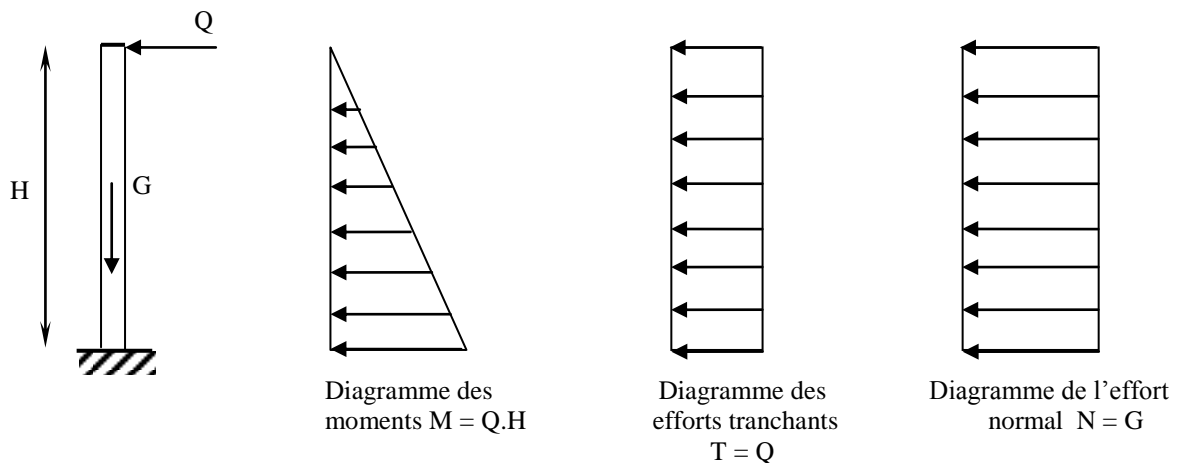


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère.

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- ❖ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = 0,3 \times 0,1 \times 25$$

$$G = 0,75 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- ❖ Effort horizontal :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- ❖ Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,3 = 0,3 \text{ KN.m}$$

III-1-2- Combinaison de charges :**a- A L'ELU :**

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

- ❖ Effort normal du à G

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 0,75 = 1,01 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,01 \text{ KN/ml}$$

- ❖ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0,45 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est :

Effort normal de compression

$$N_S = G = 0,75 \text{ KN/mL}$$

❖ Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,3 \text{ KN.m}$$

III-1-3- Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

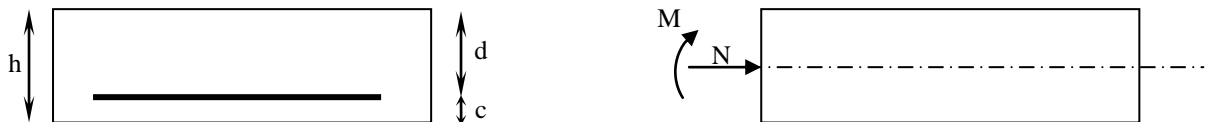


Figure III-3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

avec :

c : Enrobage

a- Calcul à L'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,45}{1,01} = 0,44 \text{ m} = 44 \text{ cm}$$

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

a: Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

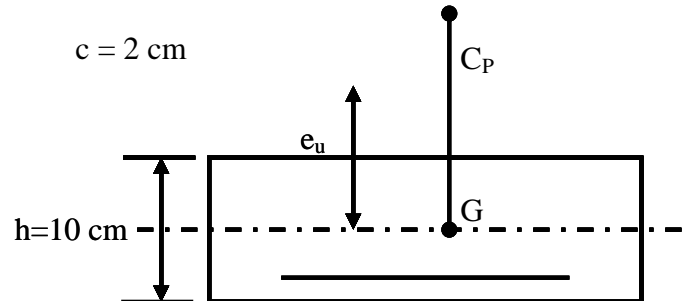
❖ Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,45 + 1,01 \times 0,03 = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,48 \text{ KN.m}$$



➤ Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,48 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,005$$

$$\mu_b = 0,005 < \mu_R = 0,392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,997$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,48 \times 10^3}{0,997 \times 8 \times 348} = 0,172 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la flexion composée :(Armatures réelles)**

❖

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

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

$$A = 0,172 - \frac{1,01 \times 10}{348} = 0,142 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,3}{0,75} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{40 - (0,455 \times 8)}{40 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,911 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,911 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,911 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA6 $\Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA6 $\Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

($S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$)

❖ **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,6 = 7,537 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 7,536} = 0,27 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

◆ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 8} = 0,141$$

$$\rho_1 = 0,141 \Rightarrow \beta_1 = 0,938 \Rightarrow K_1 = 65,64$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,3 \times 10^3}{0,938 \times 8 \times 1,13} = 35,37 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

◆ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{65,64} \times 35,37 = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-4- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante

Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique

et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,20$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

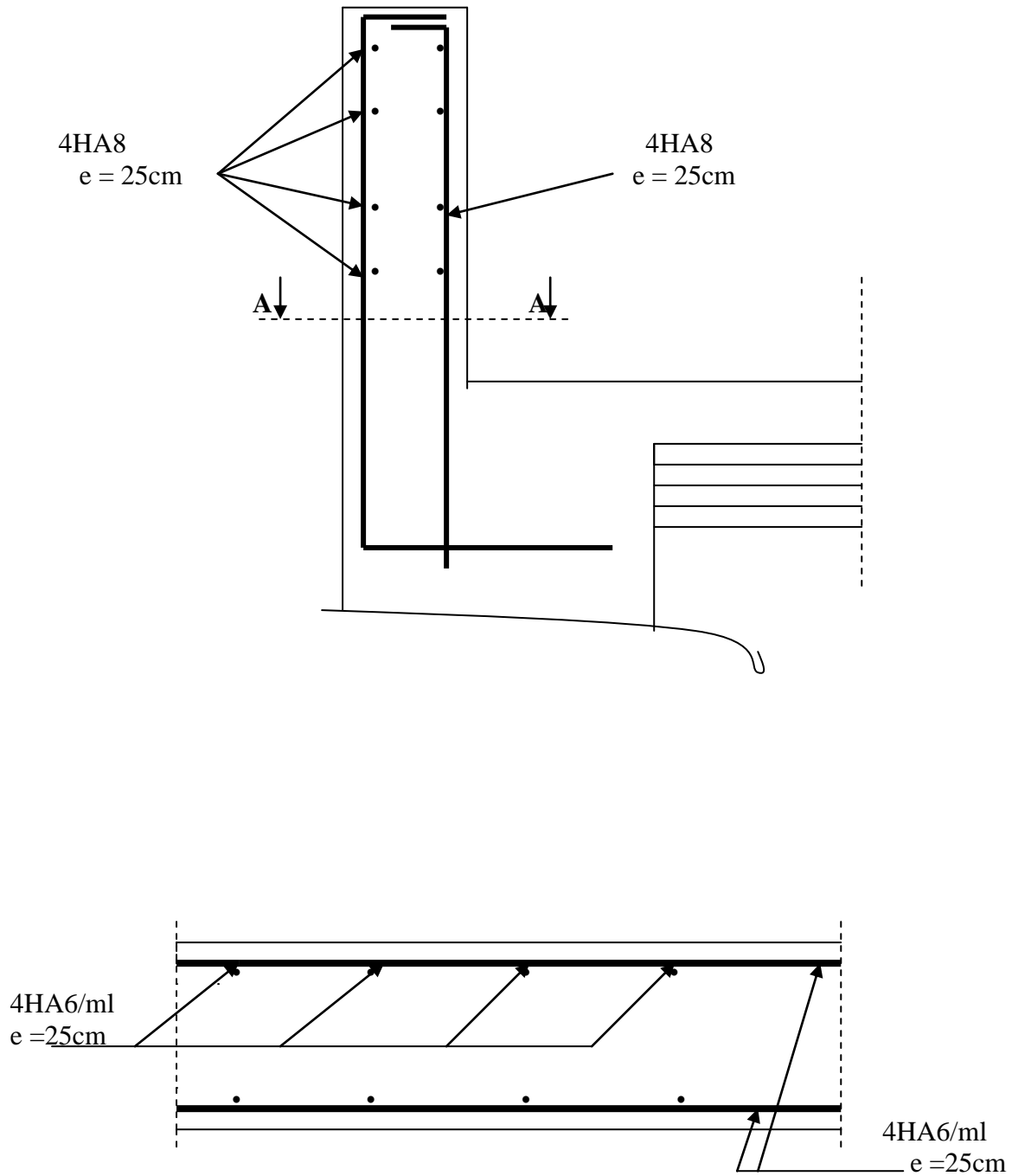
$$W_p = 0,75 \text{ KN/mL}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,3 \times 0,75 = 0,18 < Q = 1 \text{ kN/ml} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , donc il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.



COUPE A-A

III-2- Calcul des planchers :

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

- Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III-2-1) Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $A = 1,7 \text{ cm}^2$
 $S_t = 15\text{cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $A = 1,7 \text{ cm}^2$
 $S_t = 15 \text{ cm}$

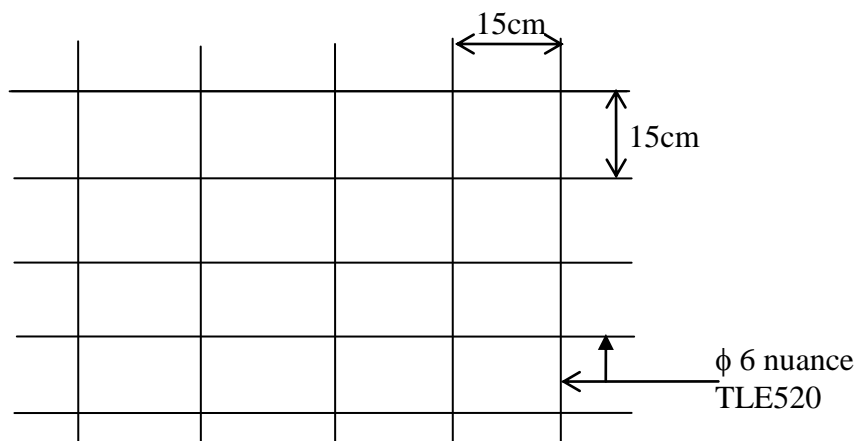


Figure III.5.1 : Treillis soudé de 15x15cm

- Conclusion :
Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**)

de dimension (6x 6x 150x150) mm².

III-2-2) Calcul de la poutrelle

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2 , L_1 / 10 , 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 - 12), (L = 53 cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée. (L₁ = 3,80cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

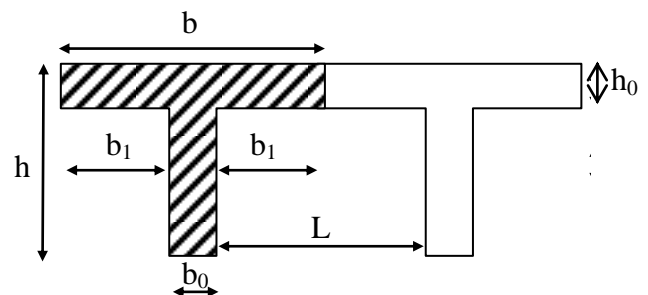
h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4cm).

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 41 ; 32)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 41 ; 32)$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

Figure III 5.2

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

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propreG = 0,04 x 0,12 x25 = 0,12 KN/ml

Poids des corps creux.....G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 KN/ml

Poids de la main d'œuvre....Q = 0,65 KN/ml

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm

La hauteur de la dalle de compression... $h_o = 4$ cm
 La largeur de la nervure $b_o = 12$ cm
 Enrobage $c = 2$ cm
 La hauteur utile $d = 18$ cm
 La largeur de la dalle de compression ... $b = 65$ cm

2) Ferrailage à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

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

$$Q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 1,98 \times (3,80)^2 / 8 = 3,57 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

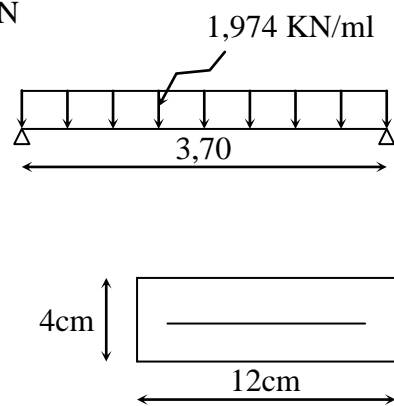
$$T = q \cdot L / 2 = 1,98 \times 3,80 / 2 = 3,76 \text{ KN}$$

3) Ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3,57 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 2,65 > 0,394$$

$$\mu_b > \mu_c \Rightarrow \text{S.D.A}$$



4) Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,55 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ ml.}$$

Les charges supportées par les poutrelles sont :

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$$

III.2.3) Méthode forfaitaire

$$\text{➤ } Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \quad \Rightarrow Q = 0,975 \text{ KN} < \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{OK}$$

➤ La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées. \Rightarrow OK

➤ Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25. \quad 3,20 / 3 = 1,06 \quad 3 / 3,20 = 0,93$$

$$0,8 \leq 1,06 \leq 1,2$$

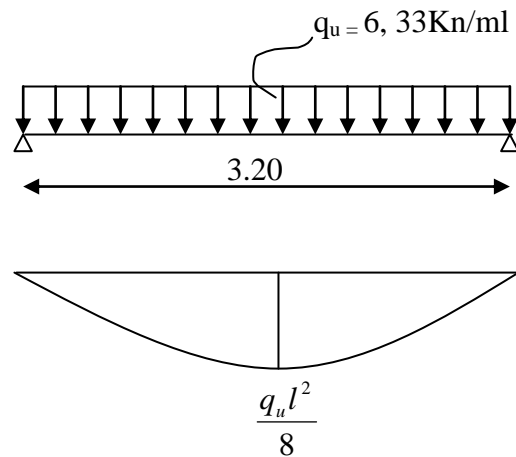
Poutrelles type (I) :

❖ Détermination des moments :

ELU :

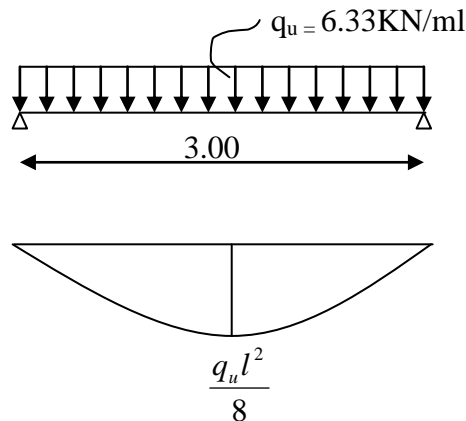
Poutrelles (1-2), (3-4), (5-6) ,(6,7)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,33 \times 3,20^2}{8} = 8,10 \text{KN.m}$$



Poutrelles (1-2) ,(5-6).

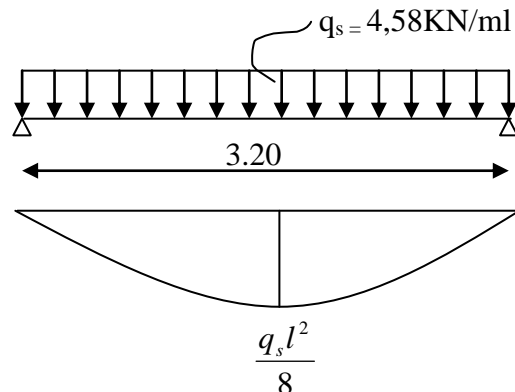
$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,33 \times 3,00^2}{8} = 7,12 \text{KN.m}$$



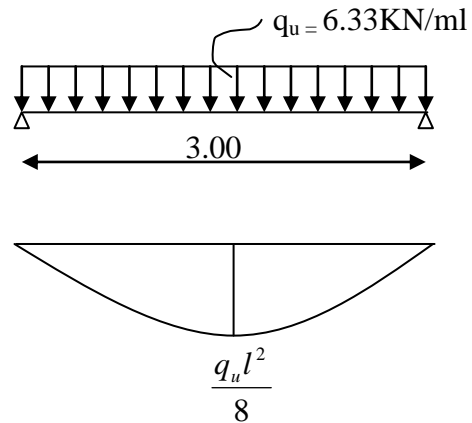
ELS :

Poutrelles ((1-2), (3-4), (5-6) (6-7)

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,58 \times 3,20^2}{8} = 5,86 \text{KN.m}$$



Poutrelles (1-2), (5-6).



$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.58 \times 3.00^2}{8} = 5,15 \text{ kN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

Travée de rive :

$$M_T + \frac{M_W + M_E}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha)M_0 \\ [(1.2+0.3\alpha)/2]M \end{array} \right.$$

et $(1+0.3\alpha) \geq 1,05$.

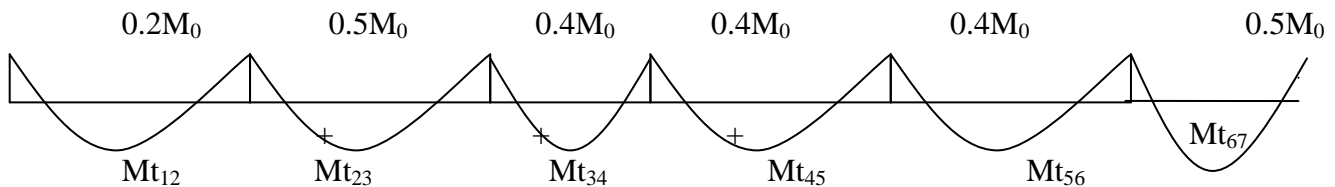
Travée intermédiaire : $M_T + \frac{M_W + M_E}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha)M_0 \\ [(1+0.3\alpha)/2]M \end{array} \right.$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b} \Rightarrow \alpha = \frac{0.975}{4.59 + 0.975} = 0.175. \quad 1+0.3\alpha = 1.053.$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.53. \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63. \quad \frac{Q}{G} = 0.212$$

➤ **à l'ELU**



M_{t56}

$$l = 3.20 \Rightarrow M_0 = 8.10 \text{ kN.m}$$

$$l = 3.00 \Rightarrow M_0 = 7.12 \text{ kN.m}$$

Etude de la travée (1 – 2) :

$$M_{t12} + (M_1 + M_2) / 2 \geq \max \{ (1+0.3 \alpha)M_{01} ; 1.05M_{01} \}$$

$$M_{t12} \geq (1.2 + 0.3 \alpha)M_{01} / 2$$

$$M_{t12} \geq (1.0525 \times 8,10) - (1,62 + 4,05) / 2 = 5.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{t12} \geq 0.626 \times 8,10 = 5.072 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_{t12} = \max \{ 5,69, 5,072 \} = 5,69 \text{ kN.m}$.

Etude de la travée (2 – 3) :

$$M_{t23} + (M_2 + M_3) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\}$$

$$M_{t23} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{02} / 2$$

$$M_{t23} \geq (1.0525 \times 7,12) - (4,05 + 3,24) / 2 = 3,848 \text{ kN.m}$$

$$M_{t23} \geq 0.626 \times 7,12 = 4,677 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t23} = \max\{3,848 ; 4,677\} = 4,677 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (3 – 4) :

$$M_{t34} + (M_3 + M_4) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\}$$

$$M_{t34} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{03} / 2$$

$$M_{t34} \geq (1.0525 \times 8,10) - (3,24 + 3,24) / 2 = 5,285 \text{ kN.m}$$

$$M_{t34} \geq 0.626 \times 8,10 = 5,070 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t34} = \max\{5,285 ; 5,070\} = 5,285 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (4 – 5) :

$$M_{t45} + (M_4 + M_5) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\}$$

$$M_{t45} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{04} / 2$$

$$M_{t45} \geq (1.0525 \times 7,12) - (3,24 + 3,24) / 2 = 4,253 \text{ kN.m}$$

$$M_{t45} \geq 0.626 \times 7,12 = 4,457 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t45} = \max\{4,253 ; 4,457\} = 4,457 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (5 – 6) :

$$M_{t56} + (M_5 + M_6) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\}$$

$$M_{t56} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{05} / 2$$

$$M_{t56} \geq (1.0525 \times 8,10) - (3,24 + 4,05) / 2 = 4,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{t56} \geq 0.626 \times 8,10 = 5,070 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t56} = \max\{4,88 ; 5,070\} = 5,070 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (6 – 7) :

$$M_{t67} + (M_6 + M_7) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{06}; 1.05M_{06}\}$$

$$M_{t67} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{06} / 2$$

$$M_{t67} \geq (1.0525 \times 8,10) - (4,05 + 1,62) / 2 = 5,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{t67} \geq 0.626 \times 8,10 = 5,070 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t67} = \max\{5,69 ; 5,070\} = 5,69 \text{ kN.m.}$$

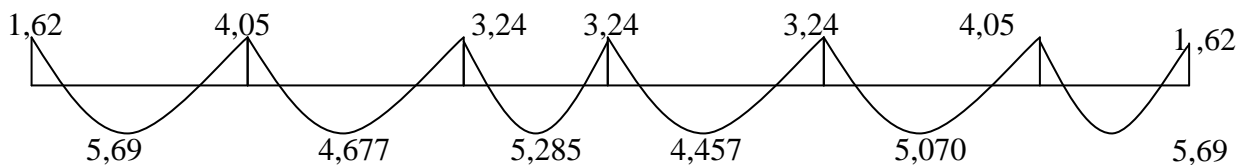


Diagramme des moments fléchissant à (ELU)

➤ à l'ELS :

$$l = 3.20 \Rightarrow M_0 = 5,86 \text{KN.m}$$

$$l = 3.00 \Rightarrow M_0 = 5,15 \text{KNm}$$

Etude de la travée (1 – 2) :

$$M_{t12} + (M_1 + M_2) / 2 \geq \max\{(1+0.3 \alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\}$$

$$M_{t12} \geq (1.2 + 0.3 \alpha)M_{01} / 2$$

$$M_{t12} \geq (1.0525 \times 5,86) - (1,17 + 2,93) / 2 = 4,117 \text{kN.m}$$

$$M_{t12} \geq 0.626 \times 5,86 = 3,668 \text{kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t12} = \max\{4,11, 3,668\} = 4,11 \text{kN.m.}$$

Etude de la travée (2 – 3) :

$$M_{t23} + (M_2 + M_3) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\}$$

$$M_{t23} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{02} / 2$$

$$M_{t23} \geq (1.0525 \times 5,15) - (2,93 + 3,34) / 2 = 2,285 \text{kN.m}$$

$$M_{t23} \geq 0.626 \times 5,15 = 3,223 \text{kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t23} = \max\{2,285, 3,223\} = 3,223 \text{KN.m}$$

Etude de la travée (3 – 4) :

$$M_{t34} + (M_3 + M_4) / 2 \geq \max\{(1+0.3 \alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\}$$

$$M_{t34} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{03} / 2$$

$$M_{t34} \geq (1.0525 \times 5,86) - (3,34 + 3,34) / 2 = 2,827 \text{kN.m}$$

$$M_{t34} \geq 0.626 \times 5,86 = 3,668 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t34} = \max\{2,827, 3,668\} = 3,668 \text{kN.m.}$$

Etude de la travée (4 – 5) :

$$M_{t45} + (M_4 + M_5) / 2 \geq \max\{(1+0.3 \alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\}$$

$$M_{t45} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{04} / 2$$

$$M_{t45} \geq (1.0525 \times 5,15) - (3,34 + 3,34) / 2 = 2,080 \text{kN.m}$$

$$M_{t45} \geq 0.626 \times 5,15 = 3,223 \text{KNm}$$

$$\text{Donc : } M_{t45} = \max\{2,080, 3,223\} = 3,223 \text{kN.m.}$$

Etude de la travée (5 – 6) :

$$M_{t56} + (M_5 + M_6) / 2 \geq \max\{(1+0.3 \alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\}$$

$$M_{t56} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{05} / 2$$

$$M_{t56} \geq (1.0525 \times 5,86) - (3,34 + 2,93) / 2 = 3,032 \text{kN.m}$$

$$M_{t56} \geq 0.626 \times 5,86 = 3,668 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t56} = \max\{3,032, 3,668\} = 3,668 \text{kN.m.}$$

Etude de la travée (6– 7) :

$$M_{t67} + (M_6 + M_7) / 2 \geq \max\{(1+0.3 \alpha) M_{06}; 1.05 M_{06}\}$$

$$M_{t67} \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_{06} / 2$$

$$M_{t67} \geq (1.0525 \times 5,86) - (2,93 + 1,17) / 2 = 4,117 \text{ kN.m}$$

$$M_{t67} \geq 0.626 \times 5,86 = 3,668 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t67} = \max\{4,11, 3,668\} = 4,11 \text{ kN.m.}$$

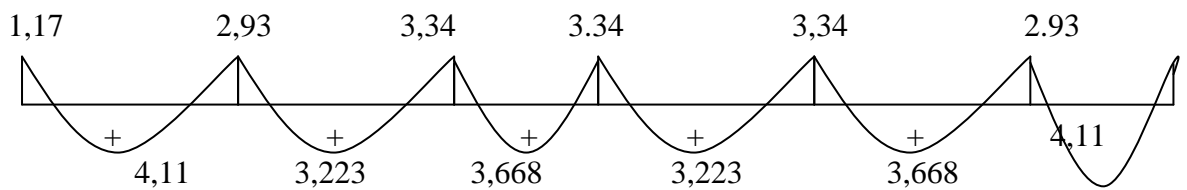


Diagramme des moments fléchissant à (ELS)

◆ Calcul des efforts tranchant :

Poutrelle type (I) :

L'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l_i$
et

$$\theta(x) = \frac{qul}{2}$$

$$V(x) = (x) + (M_{i+1} - M_i) / l_i \text{ avec } (x) = q_u \times l_i / 2$$

• Etude de la travée (i - j)

$$V_i = q_u \times l_{ij} / 2 + (M_j - M_i) / l_{ij}$$

$$V_j = q_u \times l_{ij} / 2 + (M_j - M_i) / l_{ij}$$

✓ à l'ELU :

a - Etude de la travée 1-2:

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l_i$$

$$V_1 = 10,88 \text{ KN.}$$

$$V_2 = -09,369 \text{ KN.}$$

b- Etude de la travée 2-3:

$$V_2 = 9,22 \text{ KN.}$$

$$V_3 = -9,76 \text{ KN.}$$

c- Etude de la travée 3-4:

$$V_3 = 10,128 \text{ KN.}$$

$$V_4 = -10,128 \text{ KN.}$$

d- Etude de la travée 4-5:

$$V_4 = 09,495\text{KN.}$$

$$V_5 = -09,495 \text{ KN.}$$

e- Etude de la travée 5-6:

$$V_5 = 10,378 \text{ KN.}$$

$$V_6 = -9,878\text{KN.}$$

f- Etude de la travée 6-7:

$$V_6 = 9,368 \text{ KN}$$

$$V_7 = -10,887\text{KN}$$

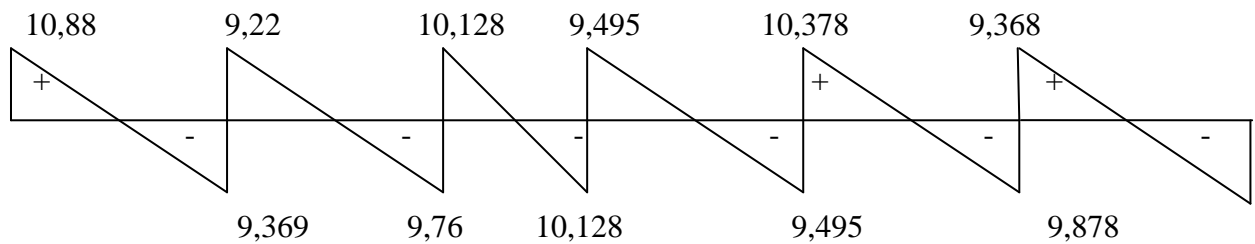


Diagramme des efforts tranchants. (ELU)

✓ a l'ELS :

Poutrelle type (I) :

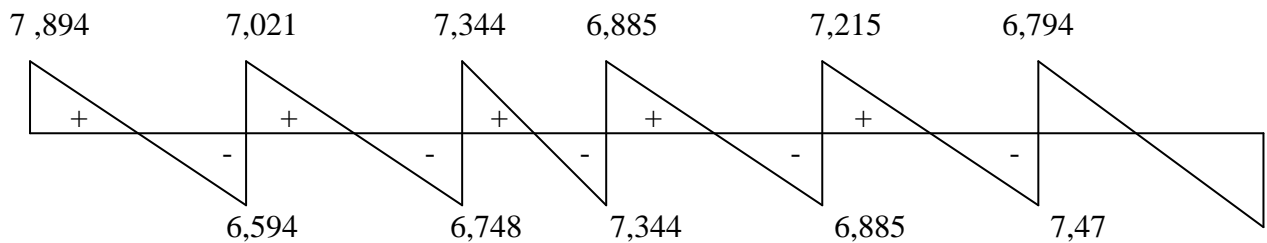


Diagramme des efforts tranchants. (ELS)

Etude de la travée 1-2:

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_1 = 7,894\text{KN.}$$

$$V_2 = -6,794\text{KN.}$$

b- Etude de la travée 2-3:

$$V_2 = 7,021\text{KN.}$$

$$V_3 = -6,748 \text{ KN.}$$

c- Etude de la travée 3-4:

$$V_3 = 7,344\text{KN.}$$

$$V_4 = -7,344\text{KN.}$$

d- Etude de la travée 4-5:

$$V_4 = 6,885\text{KN.}$$

$$V_5 = -6,885 \text{ KN.}$$

e- Etude de la travée 5-6:

$$V_5 = 7,215 \text{ KN.}$$

$$V_6 = -7,472 \text{ KN}$$

Etude de la travée 6-7:

$$V_6 = 6,794 \text{ KN}$$

$$V_7 = 7,894 \text{ KN}$$

III-3) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures se fera pour une section en T de dimensions suivantes :

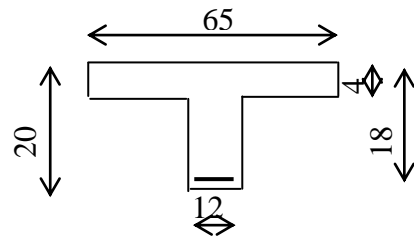
h : Hauteur de la section ou épaisseur de la dalle

h₀ : Hauteur de la table de compression (4cm)

b : Largeur de la table de compression (65cm)

b₀ : Largeur de la poutrelle (12cm)

d : Hauteur utile (18cm)



a) Calcul des armatures longitudinales des poutrelles :

➤ En travée : $M_{\max} = 5,69 \text{ KN.m}$

Calcul du moment repris par la table

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

AN :

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 59,072 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_{\max}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc cette dernière est considérée comme partiellement comprimée et le calcul se fera comme une section rectangulaire de dimension (b×h), (65×20) cm

❖ Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{5,69 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.019$$

$$\mu \ll \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée.

$$\mu = 0.019 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{AN: } A_t = \frac{5,69 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,917 \text{ cm}^2$$

On opte pour A = 3HA10 $A_t = 2,34 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 3,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{3,34 \times 10^3}{12 \times (18^2) \times 14,2} = 0,0604$$

$$\mu = 0,060 < \mu_l = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_a = \frac{5,69 \times 10^3}{0,968 \times 18 \times 348} = 0,938 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = 1 \text{ HA14}$ Soit $A_a = 1,54 \text{ cm}^2$

*** Vérifications :**

a) vérification de la condition de non fragilité :

La condition est donnée par la formule suivante :

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

➤ En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$2,35 > 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Aux appuis :

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$1,54 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Calcul des armatures transversales : (BAEL91, modifié 99, Art 7.2.2).

On doit avoir pour les armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right)$$

Avec :

Φ_t : Diamètre de la barre (étrier)

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0=12\text{cm}$)

h : Hauteur de la poutrelle ($h=20\text{cm}$)

Φl : Le plus grand diamètre des aciers longitudinaux (10mm).

AN :

$$\frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.57\text{cm}$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2\text{cm}$$

$$\Phi l = 1.2\text{cm}$$

$$\Phi t \geq \min(0.57; 1.2; 1)\text{cm}$$

On prend $\phi.t = 0.6$

$$A = \frac{2\pi\phi^2}{4}$$

$$A = \frac{2 \times 3.14 \times 0.6^2}{4} = 0.56\text{cm}^2$$

Donc : $At = 2\Phi 6$

c) Calcul des espacements :

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante : $St = \min \{ 0,9d, 40\text{cm} \} = \min \{ 16,2\text{cm}, 40\text{cm} \} = 16,2\text{cm}$.

Nous prendrons $St=15\text{cm}$.

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$At.f_e / b_0.St \geq 0,5 \text{ Mpa}$.

$0,56 \times 100 \times 400 / 80 \times 150 = 1,87\text{Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifié

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art6-1 BAEL91)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{se} \leq \bar{\sigma}_{se} \\ \bar{\sigma}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \psi_s = 1.5 \dots HA \\ \psi_s = 1.0 \dots RL \end{array}$$

Donc : $\bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$.

$$\sigma_{se} = \frac{T}{0.9d \sum ui}$$

T : effort tranchant $T=15.14\text{KN}$. $\sum ui$: Périmètre utile des barres.

$$\sum ui = n\phi.\pi = 3 \times 1,2 \times 3.14 = 11,304\text{cm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{10,378 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 113,04} = 0.566 \quad \sigma_{se} = 0.566 < 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant (sur le béton) au niveau des appuis :(art5-1-3BAEL91).

$$T \leq T_{\max} = \frac{0.8}{2} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_L} \cdot b_0 \cdot a \quad \text{Avec : } a=0.9d.$$

$$T_{\max} = 0.4 \cdot \frac{25}{1.5} \cdot 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3$$

$$T_{\max} = 129.6 \text{ KN.}$$

On a $T=10,378 < 129.6 \text{ KN.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_A}{0.9d} \right)$$

$$V_u = T_{\max} = 10,378 \text{ KN}$$

* Appuis de rive ($M_u=3.21 \text{ KN.m}$)

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(10,378 - \frac{3,34}{0.9 \times 0.18} \right) < 0 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*** Vérification à l'ELS :**

a) Etat limite de compression du béton :

➤ En travée :

$$M_s = 4,11 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 2.35 \text{ cm}^2 \quad A' = 0$$

- La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A - A')y - 30(d.A + c'A') = 0$$

$$65.y^2 + 30(2.35 - 0)y - 30 \times 18 \times 2.35 = 0$$

$$65.y^2 + 70.5y - 1269$$

On calcul Δ :

$$\sqrt{\Delta} = 574.40 \Rightarrow y = 3.91 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera comme une section rectangulaire.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.35(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8293.3 \text{ cm}^4 = 8.2933 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.11 \times 10^3}{8.2933 \times 10^{-5}} = 49558077 \text{ N / m}^3$$

$$\sigma_b = Ky = 49558077 \times 0.0391 = 1,93 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Aux appuis :

$$M_s = 3,34 \text{ KNm}; \quad A = 1.54 \text{ cm}^2; \quad A' = 0 \text{ cm}^2$$

- La position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + A'c') = 0$$

$$65y^2 + 30(1.54 + 0)y - 30 \times 18 \times 1.54$$

$$65y^2 + 56.2y - 831.6$$

$$\sqrt{\Delta} = 354.48 \Rightarrow y = 3.24 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera comme une section rectangulaire.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.24^3}{3} + 15 \times 1.54(18 - 3.24)^2$$

$$I = 5.769 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$K = \frac{3,34 \times 10^3}{5.769 \times 10^{-5}} = 57895649,16 \text{ N / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = Ky = 57895649,16 \times 0.0324$$

$$\sigma_{bc} = 1,87 \text{ Mpa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (art 4-5-3BAEL91).

La fissuration du béton étant considérée peu nuisible, donc il est inutile de vérifier la section d'armatures tendues.

c) Etat de limite de déformation : (art6-5-2 BAEL91).

On considère qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : hauteur totale de la section droite ($h=20\text{cm}$).

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré ($L = 3.65\text{m}$)

M_0 : moment isostatique de la travée considérée

M_t : moment max en travée.

$$\text{On a : } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{20}{365} \geq \frac{6.61}{10 \times 5.82}$$

$$0.055 < 0.113$$

Étant donné que la première condition n'est pas vérifiée, il n'y a pas lieu de passer à la vérification des autres conditions, donc le calcul de la flèche s'impose :

Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche maximale. F_v Sous des charges de longue durée d'application est :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{FV}} \leq \frac{L}{500}$$

Avec :

F_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_v : Module de déformation différé du béton ($E_v = 10818.87\text{Mpa}$)

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_{FV} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + 0.4 \lambda_v \mu}$$

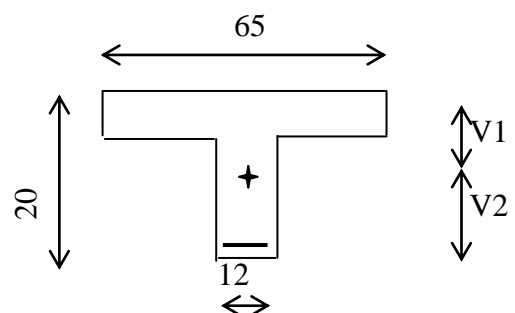
D'où :

$$\lambda_v = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A.$$

Avec :

B : Section homogénéisée.



$$B = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B = 487.25 \text{ cm}^2$$

S_x : Moment statique par rapport à l'axe :

$$S_x = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 d A.$$

$$S_x = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{16}{2} + 15 \times 18 \times 2.35$$

$$S_x = 3458.5 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10$$

$$V_2 = 12.9 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A (V_2 - c)^2.$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \left(7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 (12.90 - 2)^2.$$

$$I_0 = 15584.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011.$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 3.74$$

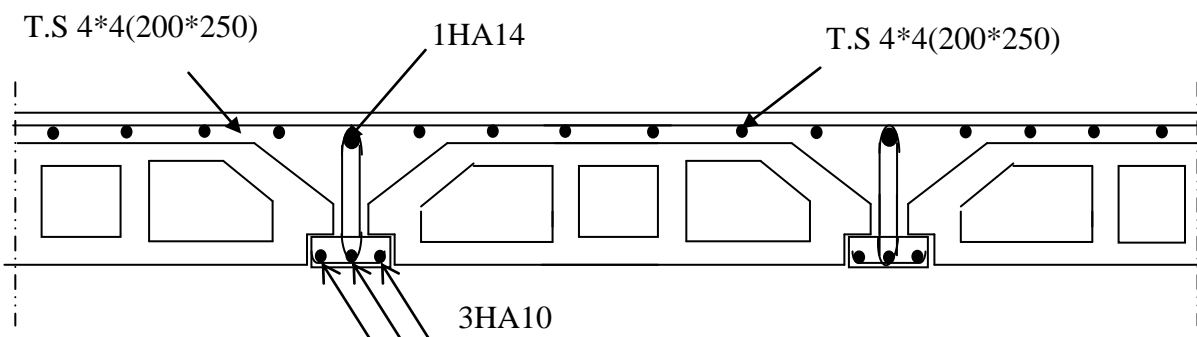
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1} = 0.21$$

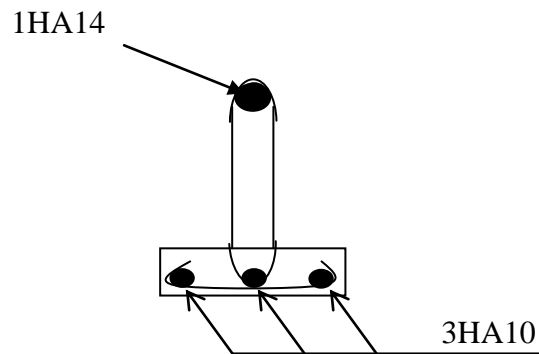
$$I_{FV} = \frac{1.1 \times 15584.98}{1 + 3.74 \times 0.21} = 9602.04 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$F_v = \frac{3.34 \times 3200^2}{10 \times 10818.87 \times 9602.04} = 0.008 \text{ cm}.$$

On a : $F_v = 0.008 \text{ mm} < \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 6.4 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.





III-3-Calcul des balcons :

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher.

Le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

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

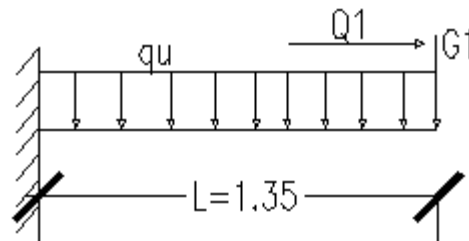


Figure III-3-1 : schéma statique du balcon

Figure.III.26.schéma statique du chargement des balcons.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

a. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$.

b. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charges permanentes**
- **Charges uniforme de la dalle pleine et les revêtements.**

Eléments		Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Dalle pleine		25 x 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	20 x 0.02	0.40
	Mortier de pose	20 x 0.03	0.60
	Couche de sable	22 x 0.03	0.66
	Enduit de ciment	18 x 0.02	0.36
Somme (G)			5.77

TABLEAU III.16. charges de la dalle pleine et revêtements.

- **Charges concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

Eléments		Charges permanentes (KN/m ³)	Résultats (KN / m ²)
Brique		9 x 0.10	0.9
Enduit de ciment		18 x 0.02 x 2	0.72
Somme (G)			1.62

TABLEAU III.17. charges de la Brique et Enduit de ciment

- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)

c. Combinaisons de charges :

- **A L'ELU :**

La combinaison de charge est : 1.35 G + 1.5 Q

La dalle : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$

- **A L'ELS :**

La combinaison de charge est : G + Q

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $g_s = 1.62 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{13.04 (1.35)^2}{2} + 2.187 (1.35) = 14.835 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{9.27 (1.35)^2}{2} + 1.62 (1.35) = 10.342 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{A L'ELU: } T_u = q_u l + g_u = 13.04 (1.35) + 2.187 = 19.791 \text{ kN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } T_s = q_s l + g_s = 9.27 (1.35) + 1.62 = 14.134 \text{ kN.m}$$

d. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.835 \cdot 10^3}{100 (12)^2 \cdot 14.2} = 0.072 \ll \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$)

$$\mu_b = 0,072 \quad \beta = 0,963 \quad A_i = \frac{M_u}{\beta d f_{bu}} = \frac{14.835 \cdot 10^3}{0.963(12)348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm²** Avec **S_t = 20**

cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s\text{adoptée}}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** Avec **s_t = 25 cm**

e. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de Condition de non fragilité :** (BAEL91mod99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(100 \times 12) 2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

A_{adopté} = 3.92 cm² > A_{min} Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle (cisaillement) :** (Art A 5.2, 2/BAEL 91modifiées 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{19.791 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Calcul de :

❖ **Dans le sens yy**

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,791 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1,16 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres}$$

Condition vérifiée.

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

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

Calcul de τ_{su}

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ;
Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

E) Espacement des armatures

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

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

5.4/ Vérification à l'ELS

➤ Calcul du moment sollicitant

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B°/ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91).....[2]

- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 12} \times 100 = 0.326$$

$$\rho_1 = 0.326 \Rightarrow k_1 = 40.18 \text{ et } \beta_1 = 0.911$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.342 \times 10^6}{0.911 \times 120 \times 392} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = \underline{\underline{241.33 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 241.33 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{241.33}{41.18} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.86 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

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

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

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

• $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$

• $\frac{1}{16} = 0.0625.$

• $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,0032$

• $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$

$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition}$

vérifiée

• $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$

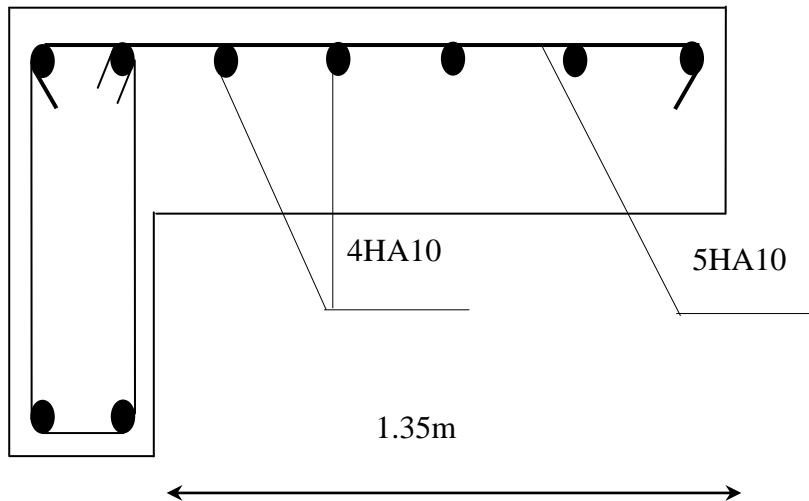
• $\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{10,342}{10 \cdot 10,342} = 0,1$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots \text{condition}$

vérifiée

Conclusion : Les balcons seront ferrillés comme suit

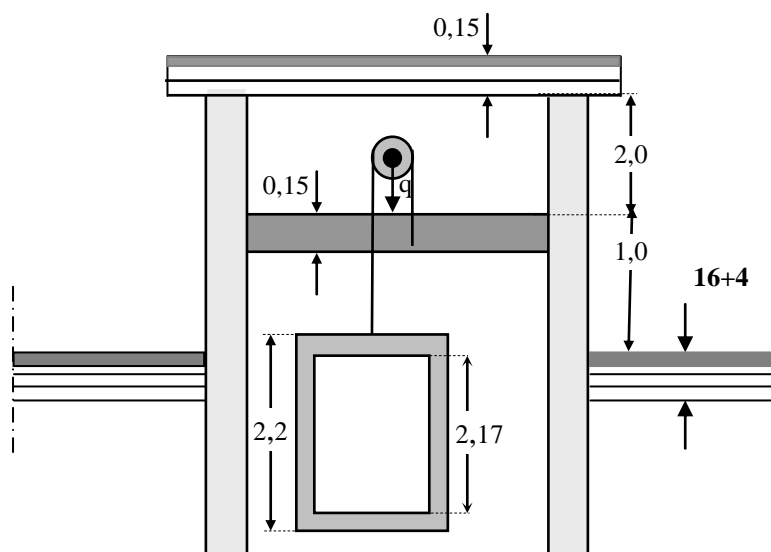
- ❖ Armature principales : 5HA10 avec $e=20$ cm
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec $e=25$ cm



III-4- Calcul de la dalle pleine de la salle de machine

a) Introduction

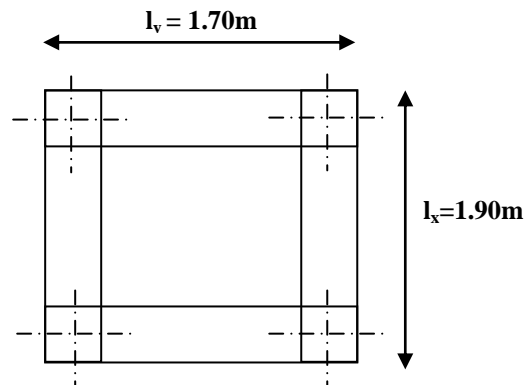
Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.



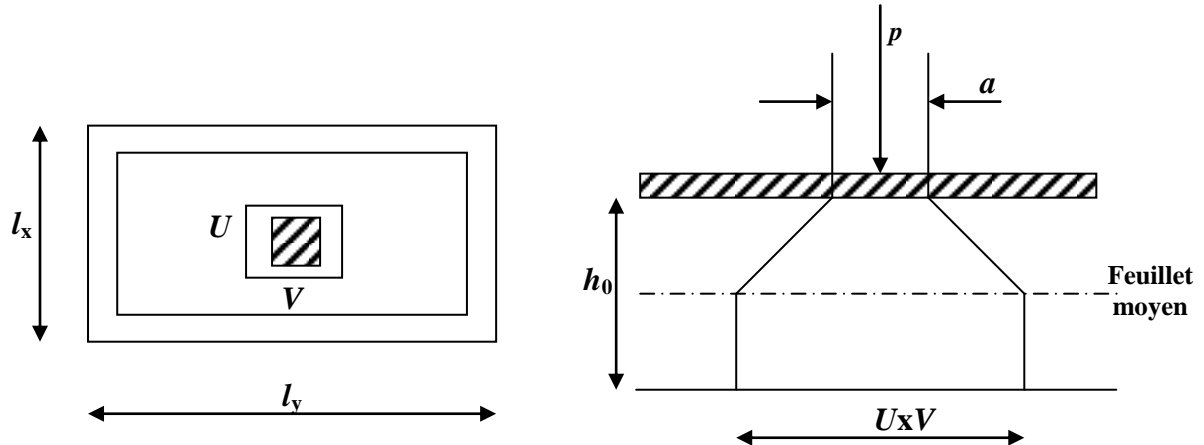
b) Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{190}{30} = 6,33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ; nous optons $h_t = 15\text{cm}$



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



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{190} = 0,894 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a: $U = a + e.K + h_0$

$V = B + e.K + h_0$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0.05\text{cm}$)

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

$K = 2$

$a = b = 0,80 \text{ cm}$ (côte du rectangle ou q est concentrée).

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

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

Condition de non poinçonnement

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

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

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

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

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

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

Avec : v : Coefficient de poisson $\Rightarrow v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

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

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{170} = 0,61 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{190} = 0,55 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,0878 \text{ et } M_2 = 0,0719$$

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

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

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

$$M_{x1} = 0,0878 \times 121,5 = 10,66 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 0,0719 \times 121,5 = 8,735 \text{ KN/m}$$

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

$\rho = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0458 \quad \mu_y = 0,778$$

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

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,56 \times (1,7)^2 = 0,868 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,86 = 0,669 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,403 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Sens X-X

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 11,52 = 3,456 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,456 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,456 \cdot 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm²

Avec : St = 25 cm

En travée

$$M_t = 0,85 \times 11,52 = 9,792 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,792 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,04 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{9,792 \cdot 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm²

Avec : St = 25 cm

Sens y y

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 9,399 = 2,81 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,81 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,9945.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{2.81 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA10 = 3,14 cm² avec St = 25cm.

En travée

$$M_t = 0,85 \times 9,399 = 7,98 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{7.98 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm² avec St = 25 cm.

◆ **Vérification à l'ELU**

1-Condition de non fragilité

Armatures principale

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2(3-0,9)} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque :

Pour les armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2-DIAMETRE MINIMALES DES BARRES :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2a+b} = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37.5 \text{ kn.}$$

$$\text{Au niveau de } V \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2a+b} = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37.5 \text{ kn. F}$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u ; \text{ La fissuration est préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{37.5}{1 \times 130} = 0,288 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

◆ Vérification de l'E.L.S

1- Les moments à l'E.L.S

A. En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.887 = 8.403 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.631 = 7.336 \text{ KN.m}$$

B. En appuis

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.887 = 2.966 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8.631 = 2.589 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

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

A. Sens x-x :

▪ **En travée :**

$$\gamma = \frac{dy}{dx} = \frac{9,792}{8,403} = 1,165$$

$$U_u = 0,04 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0510$$

Tapez une équation ici.

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,165-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,332 > 0,0176 \Leftrightarrow \text{vérifiée}$$

B. Sens y-y :

▪ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,089$$

$$U_u = 0,033 \rightarrow \alpha = 0,0419$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1,089-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,294 > 0,0419 \text{ verifier}$$

EN APPUIS :

$$Y = \frac{Mu}{Ms} = \frac{2,819}{2,589} = 1,088$$

$$U_u = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0138$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1,088-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,294 > 0,0138$$

◆ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

◆ **Vérification de la flèche :(B.7.5 BEAL91)**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, si les conditions suivantes sont vérifiées on peut se dispenser du calcul de la flèche. Puisque c'est le cas, alors il est inutile de calculer la flèche :

$$\frac{ht}{lx} \geq \frac{Mtx}{20Mx} \dots \dots \dots \frac{15}{170} = \mathbf{0,088} \geq \frac{8,403}{20 \times 9,887} = \mathbf{0,042} \text{ VERIFIER}$$

$$\frac{Ax}{bd} \leq \frac{2}{fe} \dots \dots \dots \frac{3,14}{100 \times 13} = \mathbf{0,0024} \leq \frac{2}{400} = \mathbf{0,005} \text{ VERIF}$$

III-5-Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 33,54°.

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations.

III.5.1) Détermination des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

- Poids des tuiles et des liteaux..... 0,49 KN/m²
- Poids des pannes et des cheverons 0,10 KN/m²

2. Charges d'exploitation :

-poids de la neige 1 KN/m²

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché. C'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

Alors on adoptera les sections suivantes :

Les pannes : (120x250)

Les chevrons : (60x60)

Les liteaux : (30x30)

Pour le choix des sections des pannes on est contraints de faire des commandes car les sections commerciales ne sont pas admissibles dans notre cas.

➤ Poids de la panne

$$p_p = (0.12 \times 0.25) \cdot \rho_b \quad \text{avec} \quad \rho_b = 6 \text{ KN/m}^3 \text{ (DTR BC.22)}$$

$$p_p = (0.12 \times 0.25) \times 6 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids des chevrons

$$P_c = (0.06 \times 0.06) \times 6 = 0.0216 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids des liteaux

$$P_l = (0.03 \times 0.03) \times 6 = 0.0054 \text{ KN/ml}$$

III.5.2) Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous (1,35G + 1,5 Q) :

1. Efforts revenant aux liteaux :

Espacements des liteaux $e = 0,32 \text{ m}$;

La portée des liteaux $L_T = 0,50 \text{ m}$;

$G_L = 0.49 \text{ KN/m}^2$

$$q_L = [(1,35 \times 0.49) + (1,5 \times 1)] \times 0.32 = 0,692 \text{ KN/ml}$$

2. Efforts revenant aux chevrons q_c :

Espacement des chevrons $e = 0,50 \text{ m}$;

La portée des chevrons $L_c = 1 \text{ m}$;

$G_c = 0,0216 + (0,49 \times 0.5) = 0,266 \text{ KN/ml}$

$$q_c = 1,35 \times 0,266 + 1,5 \times (1 \times 0,50) = 1,11 \text{ KN/ml}$$

3. Efforts revenant à la panne q_p :

Espacements des pannes est pris égale à 1 m ;

La portée des pannes est de 3,80 m ;

$G_p = (0.18 + 0.0216) \times \cos 33,54 + (0,38 \times 1) = 0.54 \text{ KN/ml}$

$$q_p = 1,35 \times (0,54) + 1,5 \times 1 \times 1 = 2.229 \text{ KN/ml}$$

III.5.3) Dimensionnement des éléments de la charpente

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d' après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est de $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$;

III.5.3.1) Dimensionnement du liteau :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait comme suit :
On choisie une section de $(30 \times 30) \text{ mm}^2$.

Vérification des contraintes :

Suivant xx' : $q_{lx} = q_L \cdot \sin \alpha = 0,692 \sin 33,54^\circ = 0,382 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' : $q_{ly} = q_L \cdot \cos \alpha = 0,692 \cos 33,54^\circ = 0,576 \text{ KN/ml}$

$$M_{fx} = \frac{1}{8} \times 0,382 \times 0,50^2 = 0,0118 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{1}{8} \times 0,576 \times 0,50^2 = 0,018 \text{ KN.m}$$

Calcul des modules des résistances :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0,0118 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,018 \times 10^4}{4,5} = 66,22 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 66,22 < \sigma_{f=142} \quad \text{condition verifier}$$

Verification de la fleche :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48 E_f h/2} \leq \bar{f}$$

E_f : Module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

III.5.3.2) Dimensionnement des cheverons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_f V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux Appuis $M_{fa} = 0,80 M_0$

En Travée $M_{ft} = 0,66 M_0$

Avec :

$$M_0 = \frac{1}{8} q_c L_0^2 = \frac{1}{8} \times 1,11 \times 1^2 = 0,138 \text{ KN m}$$

Donc :

$$M_{fa} = 0,80 \times 0,138 = 0,11 \text{ KN m}$$

$$M_{ft} = 0,66 \times 0,138 = 0,09 \text{ KN m}$$

Calcul du module de résistance :

$$\frac{I_y}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \times 6^2}{6} = 36 \text{ cm}^2$$

Donc on aura :

$$\text{Au Appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0,11 \times 10^4}{36} = 30,55 \text{ daN /ccm}^2$$

$$\text{En Travee : } \sigma_{ft} = \frac{0,09 \times 10^4}{36} = 25 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{verifier}$$

Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f_a = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f h / 2} \leq \bar{f}$$

$$f_a = \frac{5 \times 30,55 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 6/2} = 0,081 \text{ cm condition verifier}$$

$$f_t = \frac{5 \times 25 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 6/2} = 0,066 \text{ cm condition verifier}$$

Donc la section choisie est admise.

'III-6- Les escaliers :

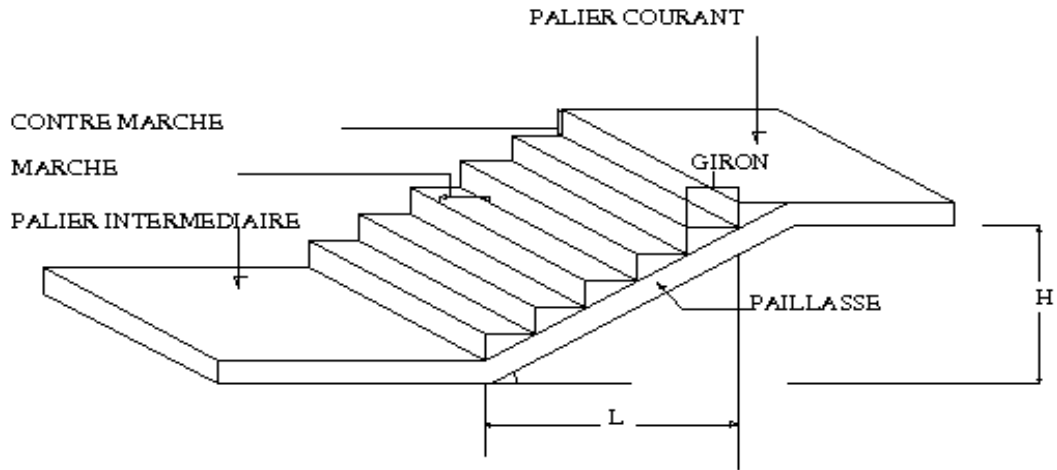
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

III-6-1-Escalier des sous sol :

a- Prédimensionnement :

a-1 présentation schématique :



Notations utilisées

- G : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée

type 1

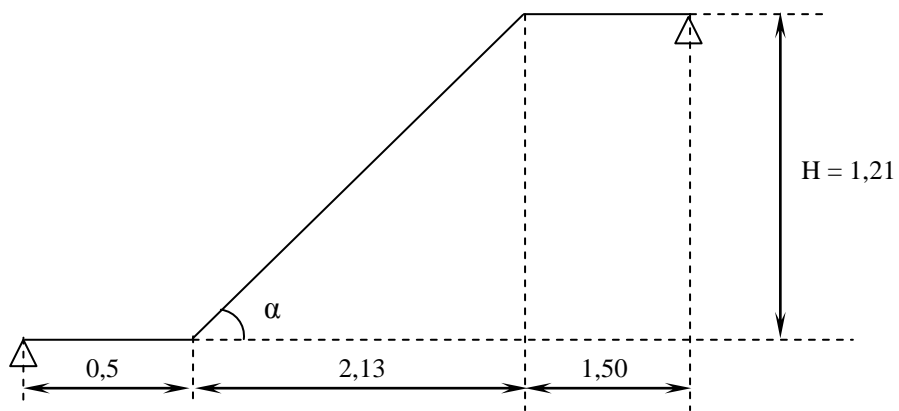


Fig III-6 : Schéma statique

Fig III-5 : Vue en plan escalier

- n : Nombre des marches ;
- n-1 : Nombre des contre marches ;

Avec une hauteur d'étage de 2,89 m, nous avons :

Hauteur de marche : h = 16 cm .

Nombre de contre marche : $n = 09$

On prend : $n = 9$ contres marches.

On aura alors : $n-1 = 08$ marches

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de

Façon confortable c'est la relation de BLONDEL.

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

Pour $h = 16 \text{ cm}$, on aura : $59 \text{ cm} \leq 2(16)+g \leq 66 \text{ cm}$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$

a-2 Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

$g+2h = 62 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

b-3 dimensionnement de la pailleasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

L : longueur de la pailleasse :

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Tg } \alpha = H / L \rightarrow \text{Tg } \alpha = \frac{153}{213} = 0,71 \rightarrow \alpha = 35,69^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = L / L_0 \rightarrow L_0 = L / \text{cos } \alpha = 262,31 \text{ cm}$$

- Longueur de la pailleasse:

$$L' = L_2 + L_{1+} = 50 + 262,31 + 150 = 462,31 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou } \frac{462,31}{30} \leq ep \leq \frac{462,31}{20} \rightarrow 15,41 \text{ cm} \leq ep \leq 23,11 \text{ cm} ;$$

On prend $ep = 20 \text{ cm}$

III-6-2- Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailleasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la pailleasse .
Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre

Simplement appuyée en flexion simple.

1-Charges permanentes :

- **Palier :**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,66
	G ₁ = 6,66
	Q ₁ = 2,5

- **Volée :**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la pailleasse	6,15
- Poids propre des marches (16cm)	$\frac{25 \times 0,16}{2} = 2$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	20 × 0,02 = 0,40
- Mortier de pose (2 cm)	20 × 0,02 = 0,40
- Couche de sable (2 cm)	22 × 0,02 = 0,44
- Poit des marches	2,125
- Poids propre du garde corps	0,2
	G ₂ = 11,71
	Q ₂ = 2,5

Combinaison des charges :

➤ **A L'ELU :**

➤ **palier :** $qu = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 6,66 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,74 \text{ KN/m.}$

➤ **volée :** $qu = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 11,71 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 19,55 \text{ KN/m.}$

MUR : $qu = 1,35 \times 2,36 = 3,18 \text{ KN \ ml}$

A L , ELS

Palier : $qu = G+Q = 6,66 + 2,5 = 9,16 \text{ KN / ml}$

Volée : $qu = G+Q = 11,71 + 2,5 = 14,21 \text{ KN/ ml}$

Mur : $qu = 1 \times 2,6 = 2,36 \text{ KN/ ml}$

III-6-3- calcul des efforts internes :

a- Réaction d'appuis :

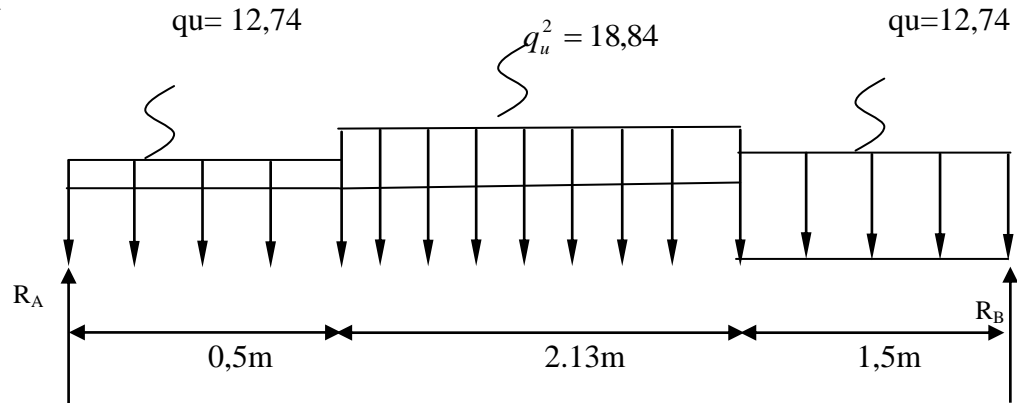
D'après les formules de RDM

$$F = 0 \quad RA + RB = 12,74 \times 0,5 + 2,13 \times 19,55 + 12,74 \times 1,5 = 67,12 \text{ KN}$$

$$R_A = 4,13 - (12,74 \times 1,50) + 1,50 / 2 - (2,13 \times 19,55) + (2,13 / 2 + 1,5) - (12,74 \times 0,5) \times (0,5 / 2 + 2,13 + 1,5) = 181,585 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,31 \text{ KN}$$

$$R_B = 31,80 \text{ KN}$$



b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

➤ **1^{ier} tronçon : 0 ≤ X ≤ 0,5m**

Pour x = 0 T(0) = 12,74 × x - 35,31 = - 35,31 KN

Pour x = 0,5 T(x) = - 28,94 KN

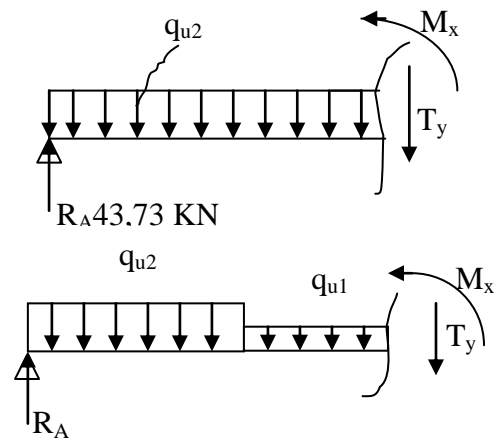
➤ **2^{ier} tronçon : 0,5m ≤ X ≤ 2,63m**

Pour x = 0 m T(0) = 12,74 × 0,5 + 19,55 × (x - 0,5) - 35,31 = -28,94 KN

Pour x = 2,63m T(2,63) = 12,70 KN

➤ **3^{ier} tronçon : 2,63 m ≤ X ≤ 4,13 m**

Pour x = 0 T(0) = 12,70 KN



Pour $x=1,5$ $T(1,5) = 31,83$ KN

Calcul de moment fléchissant :

1^{ie}me tronçon : $0 \leq x \leq 0,5m$.

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 0,5 & M(x=0,5) = 16,05 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{ie}me tronçon : $0,5 \leq x \leq 2,63m$.

$$\begin{cases} x = 0,5 & M(x=0,5) = 16,05 \text{ KN.m.} \\ x = 2,63 & M(x=2,63) = 56,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ie}me tronçon : $2,63 \leq x \leq 6,0m$.

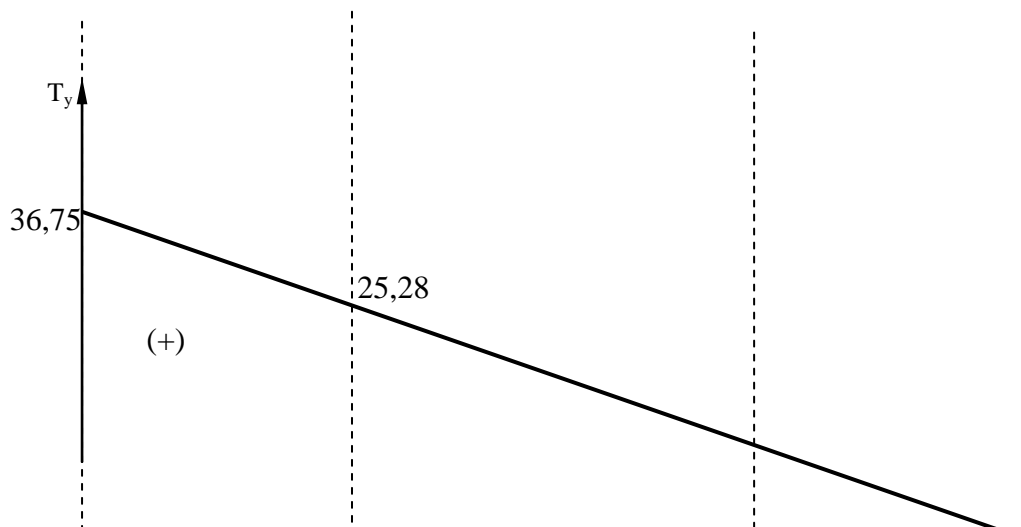
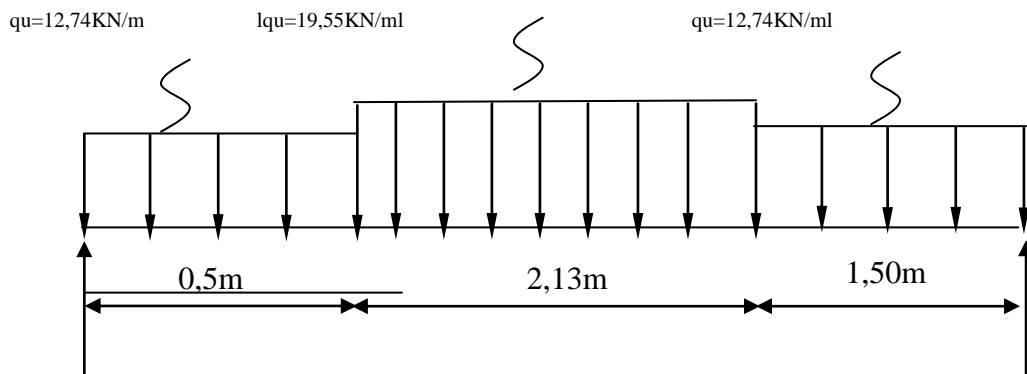
$$\begin{cases} x = 2,63 & , & M(x=2,63) = 56,87 \text{ KN.m.} \\ x = 4,13 & M(x=4,13) = 00,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

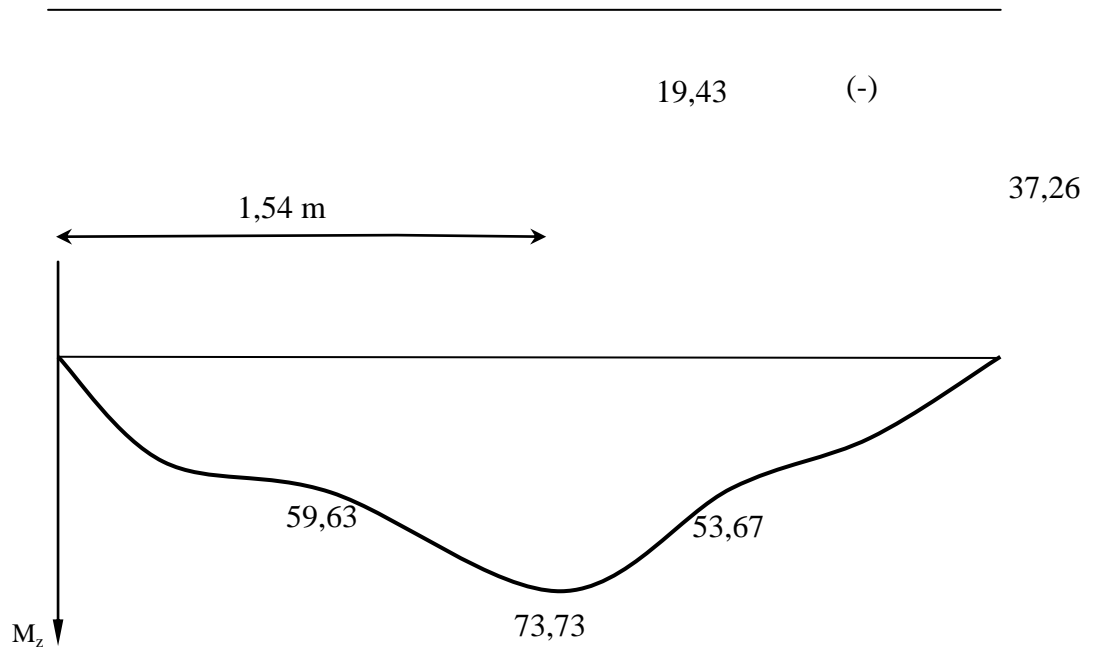
La valeur du moment maximum est à :

X = 1,98 \Rightarrow **M_{max} = 42,89 KN.m**

III-6-3-1) diagramme des sollicitations :

A PELU





Remarque :

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

Le moment aux appuis :

$$M_{u\ app} = (0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 42,89 = -12,86\ KN.m$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 42,89 = 36,45\ KN.m$$

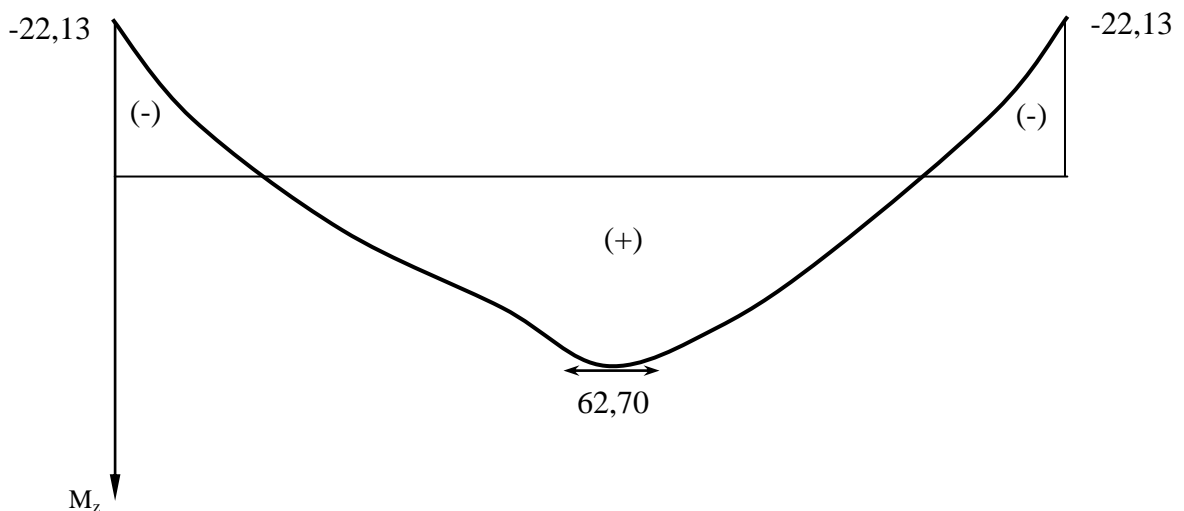


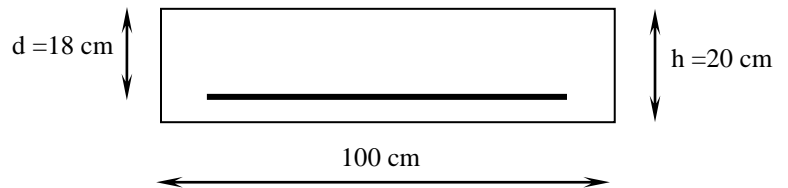
Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-6-3-2) Calcul des armatures :

b = 100 cm , c = 2 cm , d = 18 cm .

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 12,86 \text{ KN.m}$$



▪ **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{12,86 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,0279 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,0279 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,86 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 5HA8 avec : $A_a = 2,51 \text{ cm}^2$ (St = 14 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{5} = \frac{2,51}{5} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 avec $A_r = 1,52 \text{ cm}^2$ (St = 15 cm)

❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 36,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36,45 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,079$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,079 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{36,45 \times 10^3}{0,958 \times 18 \times 348} = 6,07 \text{ cm}^2$$

Soit : A_t : 8HA12 avec : $A_t = 9,05 \text{ cm}^2$ (St = 15m)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{8} = \frac{9,05}{8} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 $\Rightarrow A_r = 1,51 \text{ cm}^2$ avec (St = 15 cm)

III-6-4- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 9,05 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (54 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 14, 11 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (72 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 30, 30 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,15} = 1408,69 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 35,31 < 1408,69 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 35,31 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 1 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,31 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 282,26} = 0,77 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{35,31 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19 < 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité : (BAEL91A4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 2,58 > 2,173 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{\text{ut}} = 7,06 \text{ cm}^2 > 2,173 \text{ cm}^2$$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

$$\frac{1,15}{fe} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(26,21 + \frac{(-6,858) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -$$

$A_a = 2,01 > -0,93 \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-3-6- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

- **palier : $q_u = (G + Q) \times 1 = (6,66 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,16 \text{ KN/m}$.**
- **volée : $q_u = (G + Q) \times 1 = (9,32 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,82 \text{ KN/m}$.**
- **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 30,94 \text{ KN}$$

$$R_B = 31,73 \text{ KN}$$

b-1- Efforts tranchants :

- **1^{ier} tronçon : $0 \leq X \leq 1,8 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = 30,94 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1,8 \quad T(x) = 16,90 \text{ KN}$$

- **2^{ier} tronçon : $1,8 \text{ m} \leq X \leq 4,5 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 1,8 \text{ m} \quad T(1,8) = 16,90 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,5 \text{ m} \quad T(4,5) = -20,03 \text{ KN}$$

- **3^{ier} tronçon : $4,5 \text{ m} \leq X \leq 6,0 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 4,5 \text{ m} \quad T(4,5) = -20,03 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 6,00 \text{ m} \quad T(6,0) = 31,73 \text{ KN}$$

Calcul de moment fléchissant :

1^{ieme} tronçon : $1,8 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$.

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,8 & M(x=1,8) = 43,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1,8 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$.

$$\begin{cases} x = 1,8 & , \quad M(x=1,8) = 43,06 \text{ KN.m.} \\ x = 4,5 & M(x=4,5) = 38,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $4,5 \leq x \leq 6,0m$.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 4,5 \quad , \quad M(x=4,5) = 38,83 \text{ KN.m.} \\ x = 6,0 \quad M(x=6,0) = 00,00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La valeur du moment maximum est à :

$$X = 3,15 \Rightarrow M_{\max} = 53,41 \text{ KN.m}$$

III-3-6-3) diagramme des sollicitations :

Afin de tenir compte des semi-encastres :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 53,41 = -16,023$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 53,41 = 45,39$$

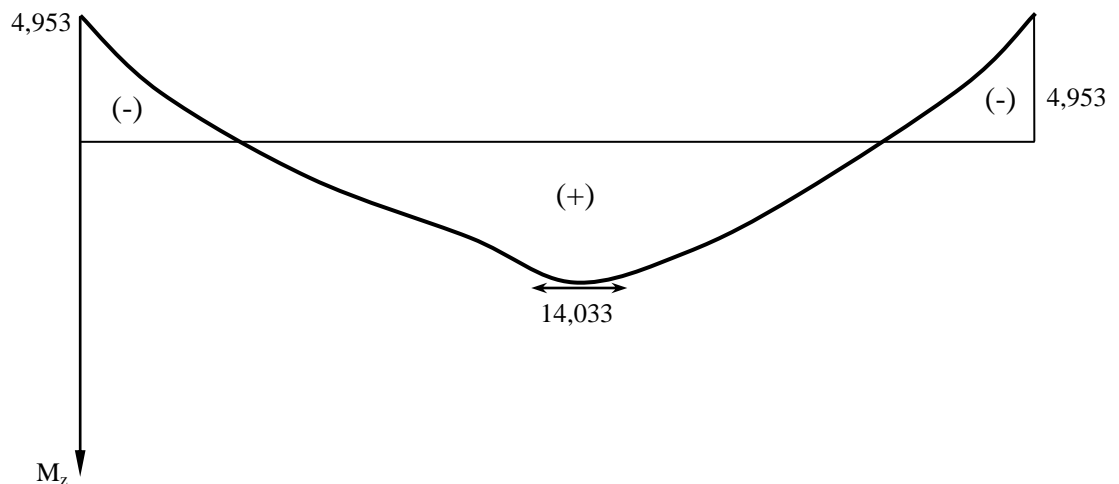


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-6-5- Vérification à L'ELS :

a- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,51}{100 \times 20} = 0,175$$

$$\rho = 0,175 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{16,023 \times 10^3}{0,932 \times 20 \times 10,18} = 84,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 10,18}{100 \times 20} = 0,509$$

$$\rho = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{45,39 \times 10^3}{0,893 \times 20 \times 10,18} = 249,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 6,99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{600} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de 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 :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10,90 ; 18,84) = 10,90 \text{ KN/mL}$$

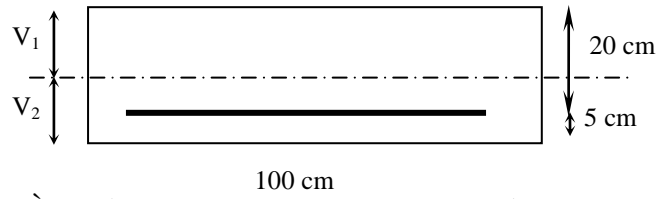
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + (15 \times 10,18 \times 20) = 34304 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 10,18) = 2652,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{34304}{2652,7} = 12,93 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 25 - 12,93 = 12,07 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((12,93)^3 + (12,07^3)) + 15 \times 10,18 \times (12,07 - 5)^2$$

$$I = 138303,27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,90 \times 10^3 \times (6,0)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 138303,27 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-Escalier d'étage courant :

b- Prédimensionnement :

b-1 présentation schématique :

eur de la contre marche,

e_p : épaisseur de la paillasse,
 H : hauteur de la volée,
 L : longueur de la volée projetée

type 2

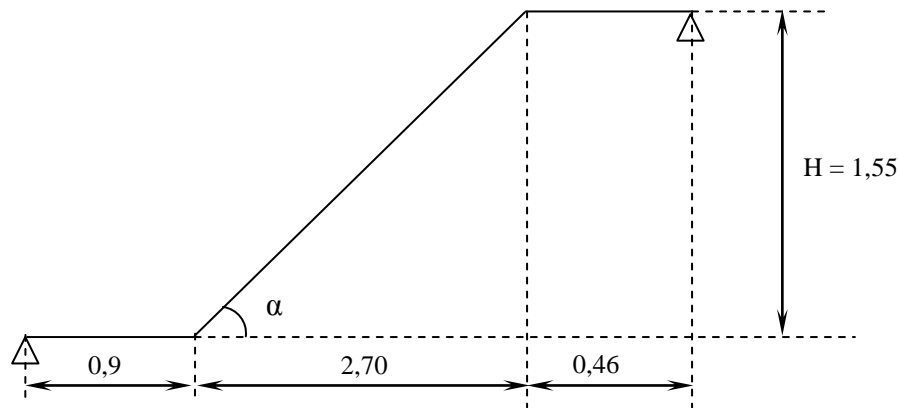


Fig III-3 : Schéma statique

n : Nombre des marches ;

$n-1$: Nombre des contre marches ;

Avec une hauteur d'étage de 3,06m, nous avons :

Hauteur de marche : $h = 16$ cm.

Nombre de contre marche : $n = 306/16 \rightarrow n = 19,12$ cm.

On prend : $n = 19$ contres marches.

On aura alors : $n-1 = 18$ marches réparties sur deux volées de 9 marches chacune.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable, c'est la relation de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } h = 16 \text{ cm, on aura : } 59 \text{ cm} \leq 2(16)+g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $g = 30$ cm

b-2 Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

$g+2h = 62$ cm \rightarrow condition vérifiée.

b-3 dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

$$L=9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Tg } \alpha = H / L \rightarrow \text{Tg } \alpha = \frac{155}{270} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,85^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = L / L_0 \rightarrow L_0 = L / \text{cos } \alpha = 311,41 \text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse:

$$L' = L_2 + L_1 + L_3 = 90 + 311,41 + 46 = 447,41 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou } \frac{447,41}{30} \leq ep \leq \frac{447,41}{20} \rightarrow 14,91 \text{ cm} \leq ep \leq 22,37 \text{ cm ;}$$

On prend $ep = 20 \text{ cm}$

III-7-2- Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse . Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre

Simplement appuyée en flexion simple.

1-Charges permanentes :

- Palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G ₁ = 5,3
	Q ₁ = 2,5

- Volée :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la pailasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,76$
- Poids propre des marches (16 cm)	$\frac{25 \times 0,16}{2} = 2$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 09,53$
	$Q_2 = 2,5$

Combinaison des charges :

- **A L'ELU :**
- **palier :** $q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5,3 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,90 \text{ KN/m}$.
- **volée :** $q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 09,53 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,61 \text{ KN/m}$.

III-7-3- calcul des efforts internes :

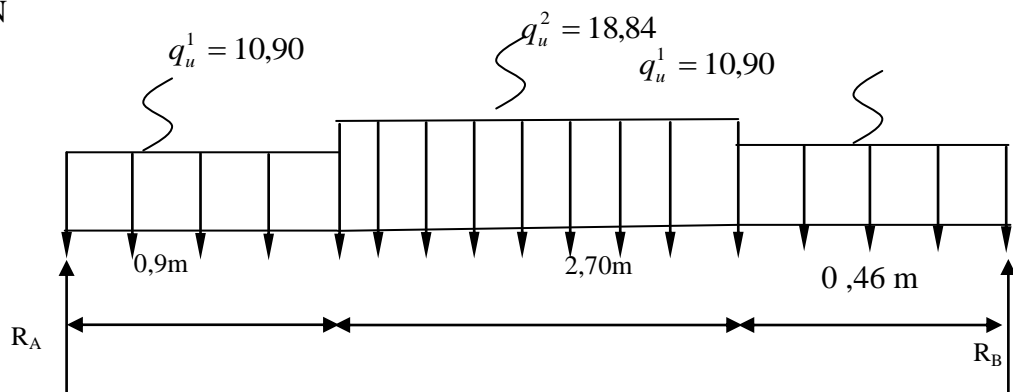
b- Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$R_A + R_B = 59,664$

$R_A = 28,99 \text{ KN}$

$R_B = 30,668 \text{ KN}$



b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

➤ **1^{ier} tronçon : $0 \leq X \leq 0,9m$**

Pour $x = 0$ $T(0) = -28,99$ KN

Pour $x = 0,9$ $T(x) = -19,18$ KN

➤ **2^{ier} tronçon : $0,9m \leq X \leq 3,6m$**

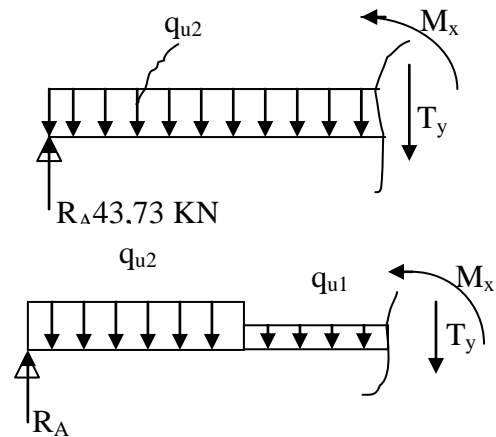
Pour $x = 0,9m$ $T(0,9) = 19,17$ KN

Pour $x = 3,6m$ $T(3,6) = -25,67$ KN

➤ **3^{ier} tronçon : $0m \leq X \leq 0,46m$**

Pour $x = 0$ $T(0) = -30,668$ KN

Pour $x = 0,46$ $T(0,46) = -25,65$ KN



Calcul de moment fléchissant :

1^{iere} tronçon : $0 \leq x \leq 0,9m$.

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 0,9 & M(x=0,9) = 21,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $0,9 \leq x \leq 3,6m$.

$$\begin{cases} x = 0,9 & , & M(x=0,9) = 21,67 \text{ KN.m.} \\ x = 3,6 & M(x=3,6) = 12,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ieme} tronçon : $3,6 \leq x \leq 4,06m$.

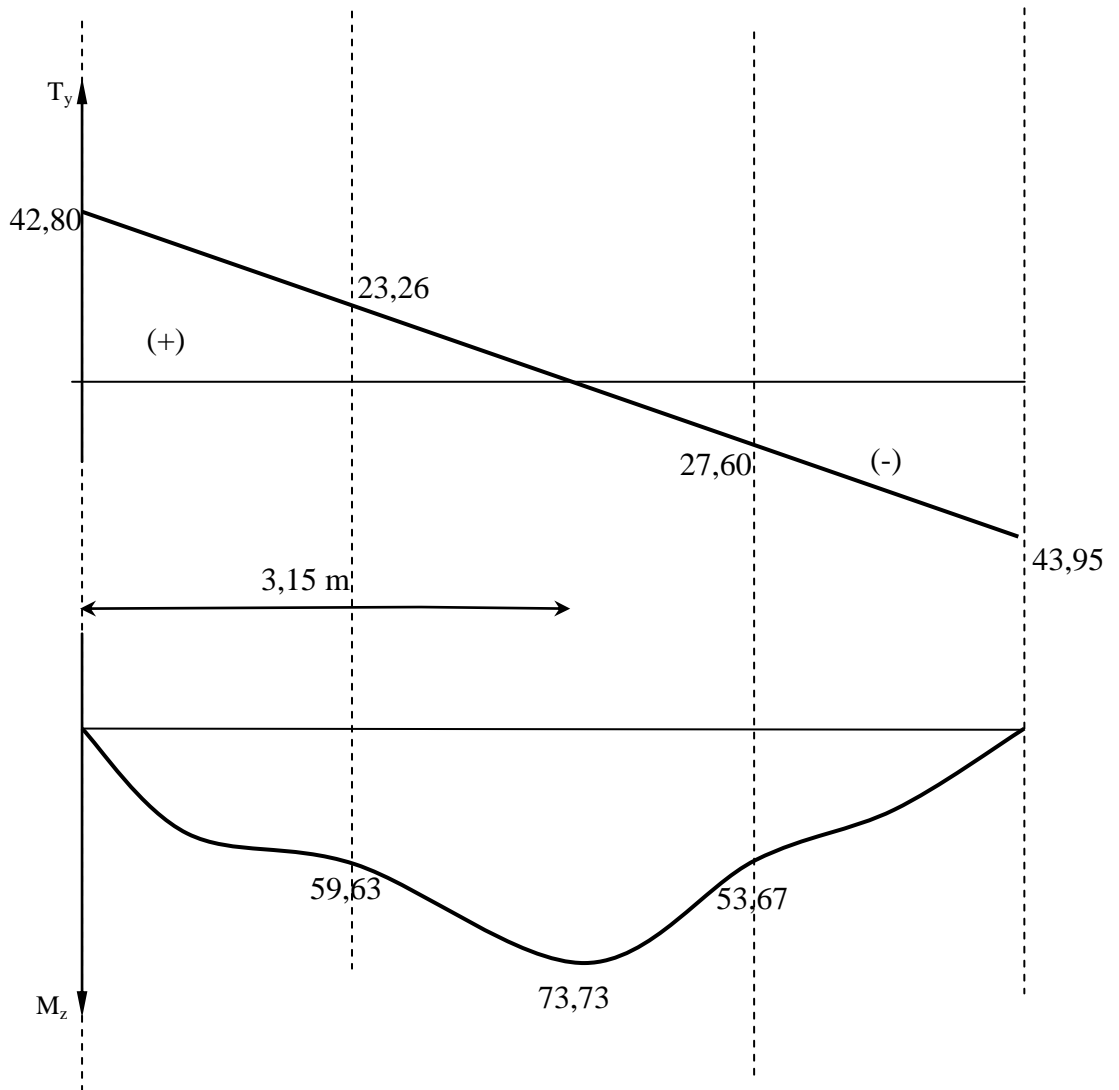
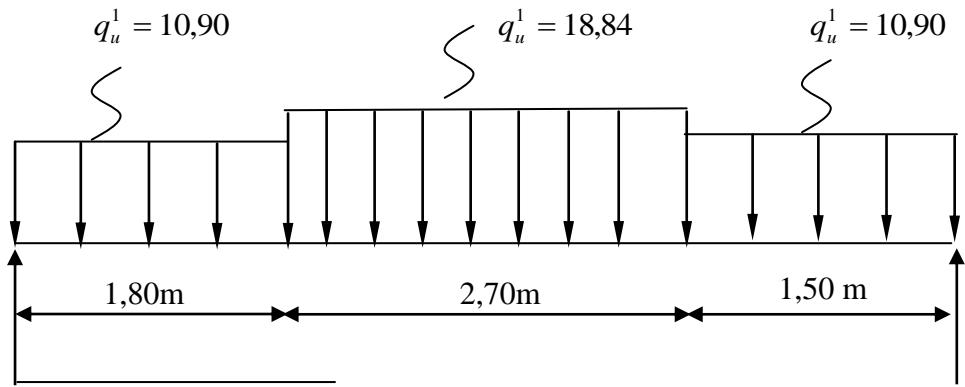
$$\begin{cases} x = 3,6 & , & M(x=3,6) = -40,82 \text{ KN.m.} \\ x = 4,06 & M(x=4,06) = -69,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est à :

$X = 2,054 \Rightarrow M_{\max} = 32,74$ KN.m

III-7-3-1) diagramme des sollicitations :

A PELU :



Remarque :

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

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 32,74 = -9,82 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 32,74 = 27,50 \text{ KN.m}$$

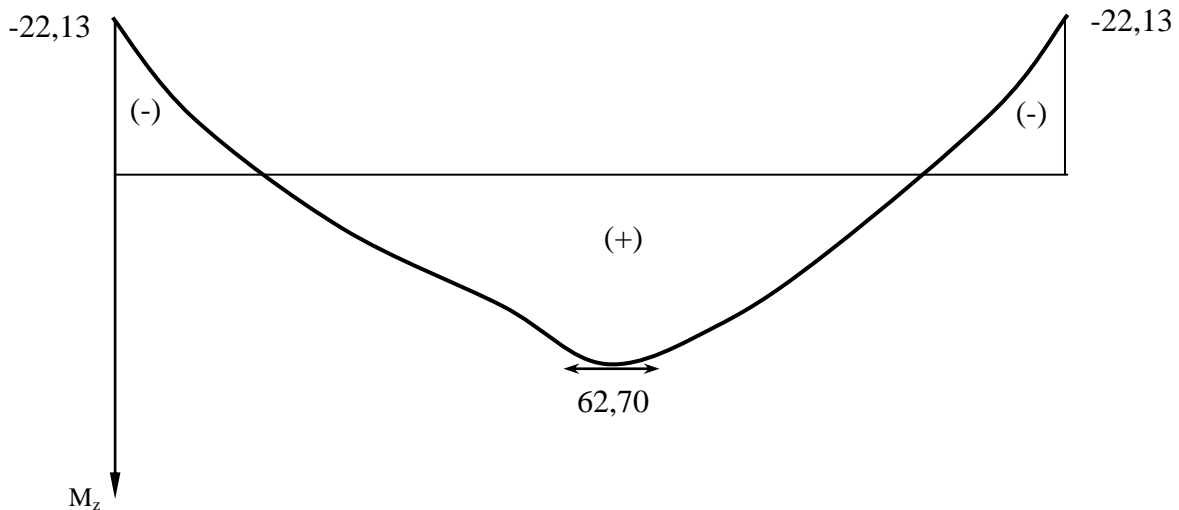


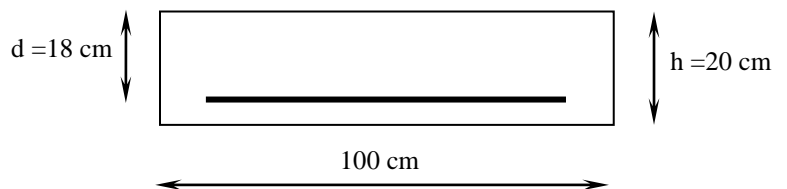
Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-6-4) Calcul des armatures :

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 5 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$.

❖ Aux appuis :

$$M_a = 9,82 \text{ KN.m}$$



▪ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{9,82 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,82 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 7HA7 avec : $A_a = 2,69 \text{ cm}^2$ (St = 14 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{7} = \frac{2,69}{7} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA6 avec $A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ (St = 30 cm)

❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 27,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,50 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,0597$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,0597 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,50 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 348} = 4,530 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 9HA9 avec : $A_t = 5,72 \text{ cm}^2$ (St = 11m)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{9} = \frac{5,72}{9} = 0,635 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 6 $\Rightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ avec (St = 30 cm)

III-7-5- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,72 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,69 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :▪ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 14 , 11 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (80 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 30 , 30 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,15} = 1408,69 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30,66 < 1408,69 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 30,66 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 0,9 = 25,43 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,66 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 254,3} = 0,74 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 3,26 MPa$$

$$\tau_u = \frac{30,66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,17 < 3,26 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité : (BAEL91A4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 cm^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 2,69 > 2,173 cm^2. \\ \text{En travée : } A_{\text{ut}} = 5,72 cm^2 > 2,173 cm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(30,66 + \frac{(-9,82) \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = -0,086$$

$$A_u = 2,69 > -0,086 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-6- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

➤ **palier : qu = (G + Q) × 1 = (5,3 + 2,5) × 1 m = 7,80 KN/m.**

➤ **volée : qu = (G + Q) × 1 = (9,53 + 2,5) × 1 m = 12,03 KN/m.**

➤ **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 20,92 KN$$

$$R_B = 22,162 KN$$

b-1- Efforts tranchants :➤ **1^{ier} tronçon : 0 ≤ X ≤ 0,9m**

Pour x = 0 T(0) = - 20,92KN

Pour x = 0,9 T(x) = - 13,9 KN

➤ **2^{ier} tronçon : 0,9m ≤ X ≤ 3,6m**

Pour x = 0,9m T(0,9) = - 13,89 KN

Pour $x = 3,6\text{m}$ $T(3,6) = 18,58\text{KN}$

➤ **3^{ier} tronçon : $4,5\text{m} \leq X \leq 6,0\text{m}$**

Pour $x = 3,6\text{ m}$ $T(3,6) = -22,162\text{KN}$

Pour $x = 4,06\text{ m}$ $T(4,06) = -18,57\text{KN}$

Calcul de moment fléchissant :

1^{ie}me tronçon : $0 \leq x \leq 0,9\text{m}$.

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 0,9 & M(x=0,9) = 15,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ie}me tronçon : $0,9 \leq x \leq 3,6\text{m}$.

$$\begin{cases} x = 0,9 & , & M(x=0,9) = 6,7490\text{KN.m.} \\ x = 3,6 & M(x=3,6) = -25,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ie}me tronçon : $3,6 \leq x \leq 4,06\text{m}$.

$$\begin{cases} x = 3,6 & , & M(x=3,6) = 9,35 \text{ KN.m.} \\ x = 4,06 & M(x=4,06) = 00,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est à :

$X = 2,05 \Rightarrow M_{\max} = 5,199 \text{ KN.m}$

III-7-5-1) diagramme des sollicitations :

Afin de tenir compte des semi-encastres :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 5,199 = -1,55$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 5,199 = 4,419$$

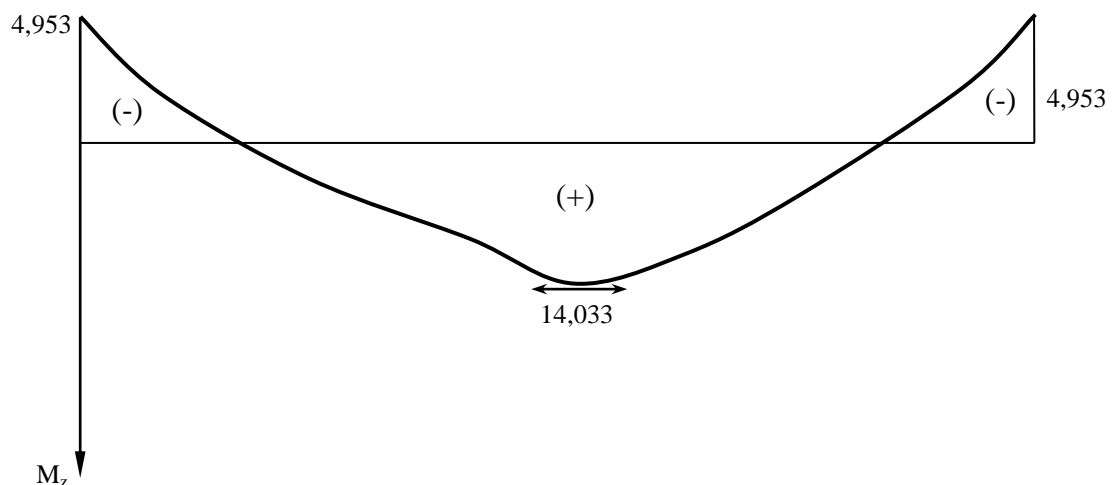


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-7-6- Vérification à L'ELS :**a- Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,69}{100 \times 18} = 0,149$$

$$\rho = 0,149 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,936 \\ K = 0,014 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{1,55 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 5,72} = 16,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,225 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,72}{100 \times 18} = 0,317$$

$$\rho = 0,317 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,419 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,72} = 47,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 6,99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{600} = 0,033 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de 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 :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10,90 ; 16,61) = 10,90 \text{ KN/mL}$$

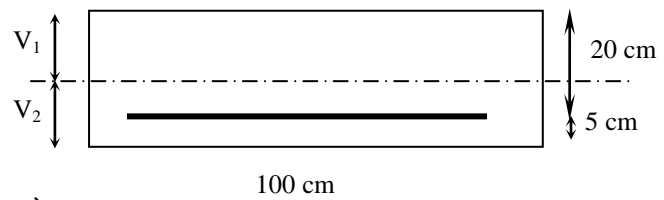
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5,72 \times 18) = 21544,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5,72) = 2085,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21544,4}{2085,8} = 10,32 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10,32)^3 + (9,68^3)) + 15 \times 5,72 \times (9,68 - 2)^2$$

$$I = 7066,81 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,90 \times 10^3 \times (6,0)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 138303,27 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-8-La poutre palière :

III.8.1.Calcul de la poutre palière d'étage courant et du 1^{er} étage du service :

Pré dimensionnement :

Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec

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

$$L_{\max} = 3,50 - 0,25 = 3,25 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 3,25 \text{ m} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \text{donc : } 21,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 32,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

a) Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,3 \times 0,2 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : $ELU \quad T_u = 30,668 \text{ KN}$

$$ELS \quad T_s = 22,162 \text{ KN}$$

b) Combinaison de charges

$$ELU \quad q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,5) + \frac{(2 \times 30,668)}{3,25}$$

$$q_u = 20,89 \text{ KN/ml}$$

$$ELS \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,5 + \frac{(2 \times 22,162)}{3,25}$$

$$q_s = 15,13 \text{ KN/ml}$$

III.8.2.Calcul des efforts à l'ELU

Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20,89 \times 3,25^2}{8} = 27,58 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20,89 \times 3,25}{2} = 33,94 \text{ KN}$$

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

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 27,58 = -8,27 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 27,58 = 23,44 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

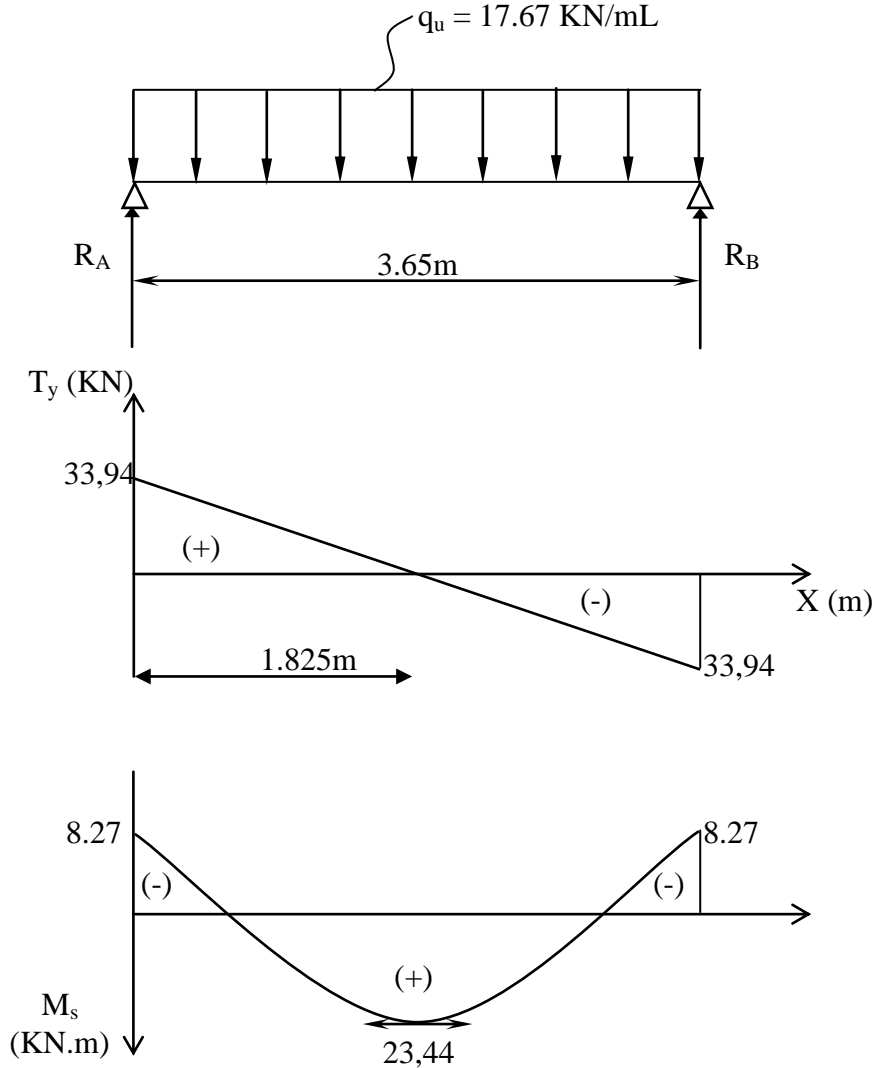


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

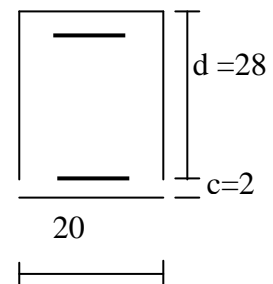
c) Calcul des armatures

En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,44 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,105$$

$\mu_b = 0,105 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,944$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,44 \times 10^3}{0,944 \times 28 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,27 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,037$$

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

$$\beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,27 \times 10^3}{0,981 \times 28 \times 348} = 0,865 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour } 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

d) Vérfications à l'ELU

Condition de non fragilité

(BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,696 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Vérfication de l'effort tranchant

(BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 30,668 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{30,668 \times 10}{20 \times 28} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition est vérifiée

Vérfication de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{30,668 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 0,922 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,922 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition est

vérifiée

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 8,571 ; 20\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8mm$

Donc on adopte $3HA8 = 1.50cm^2$. \longrightarrow (1 cadre +1 étrier) $\phi 8$

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{25,2 ; 40cm\} = 25,2cm$$

Soit $S_t = 8cm$.

Espacement des barres

D'après le règlement

(RPA99, Art 7.5.2.2)

En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{4.62}{0.003 \times 20} = 77cm$$

En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm, \quad \text{soit} \quad S_t = 10cm.$$

f) Vérifications à l'ELS

$$q_s = 12.86 \text{ KN/ml.}$$

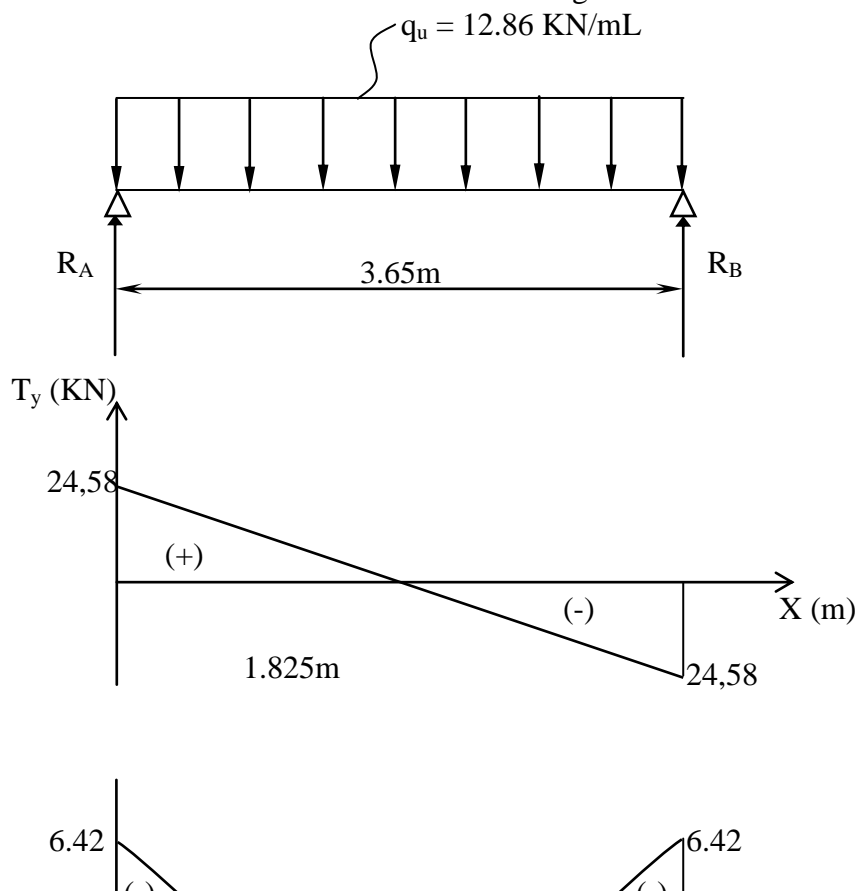
Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{15,13 \times (3.25)^2}{8} = 19,97 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{15,13 \times 3.25}{2} = 24,58 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant



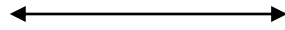


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

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

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 19,97 = -5,991 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 19,97 = 16,97 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

1. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ K = 0.035 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{5,991 \times 10^3}{0.885 \times 3.39 \times 28} = 71,31 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.035 \times 71,31 = 2,495 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 2,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,54}{20 \times 28} = 0.453$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.897 \\ K = 0.029 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{16,97 \times 10^3}{0.897 \times 2.54 \times 28} = 266.00 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.029 \times 266.00 = 7,71 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 7,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{Condition est vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

1- vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

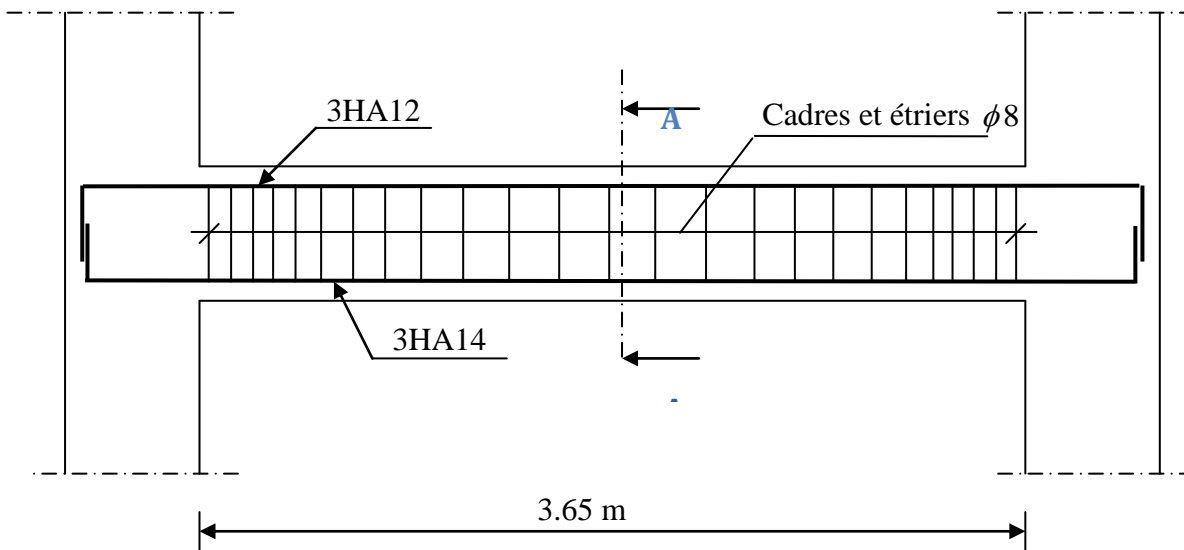
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{16,97}{10 \times 19,97} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

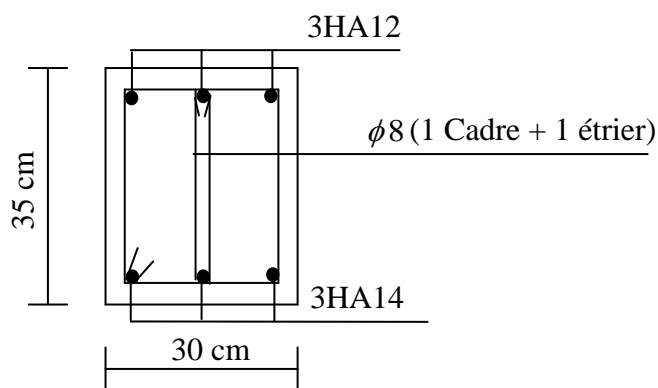
$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 8,25 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

Plan de ferrailage de la poutre palière :



Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes **bases** sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : noeuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir

- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

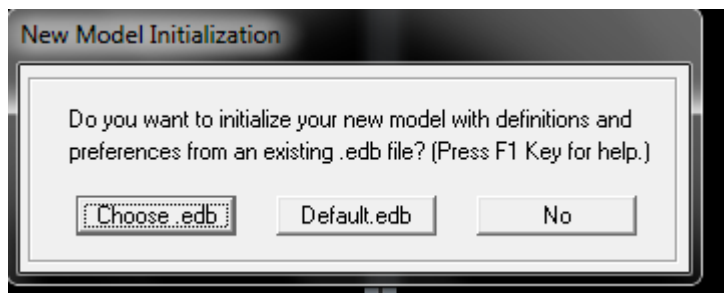
4. Etapes de modélisation :

4.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

A. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



B. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction

Number Lines in Y Direction

Spacing in X Direction

Spacing in Y Direction

Custom Grid Spacing

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories

Typical Story Height

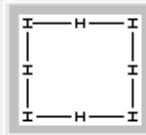
Bottom Story Height

Custom Story Data

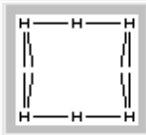
Units

▾

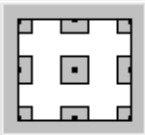
Add Structural Objects



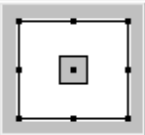
Steel Deck



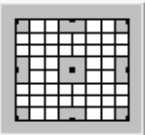
Staggered
Truss



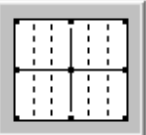
Flat Slab



Flat Slab with
Perimeter Beams



Waffle Slab



Two Way or
Ribbed Slab



Grid Only

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	2,66	30,09	Yes		No	0,
10	STORY9	3,06	27,03	No	STORY10	No	0,
9	STORY8	3,06	23,97	No	STORY10	No	0,
8	STORY7	3,06	20,91	No	STORY10	No	0,
7	STORY6	3,06	17,85	No	STORY10	No	0,
6	STORY5	3,06	14,79	No	STORY10	No	0,
5	STORY4	3,06	11,73	No	STORY10	No	0,
4	STORY3	2,89	8,67	No	STORY10	No	0,
3	STORY2	2,89	5,78	No	STORY10	No	0,
2	STORY1	2,89	2,89	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Le nombre de lignes dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**spacing in X direction**) (entre axes)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)

La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

C. Modification de la géométrie de base :

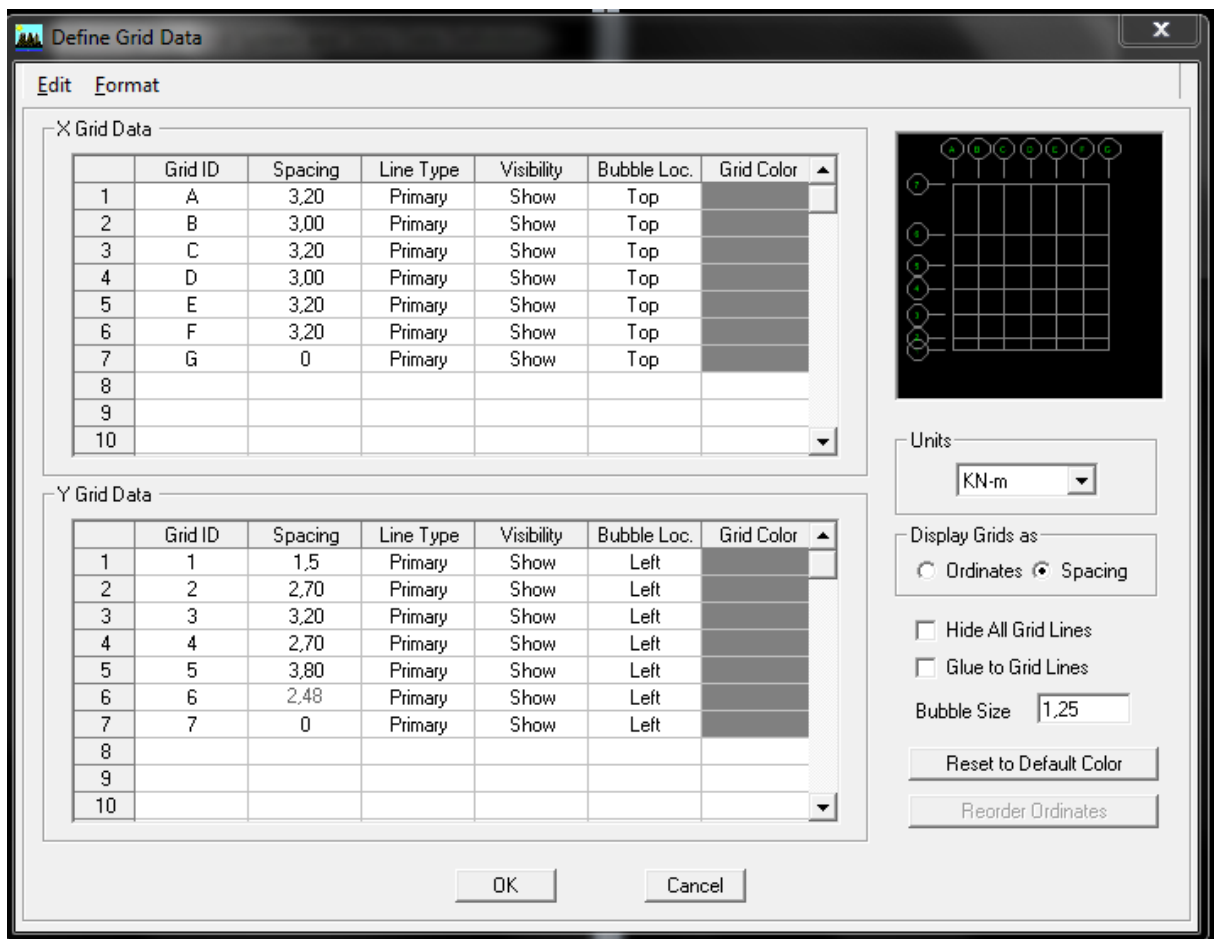
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : -1.2 ,0 ,3.4 , 6.8 ,10.2 ,13.6 ,17 , 20.4 ,23.8 .

Suivant y : 0 , 3.4 , 6.8 , 10.2 , 13.6 , 17 , 20.4 , 21.6.

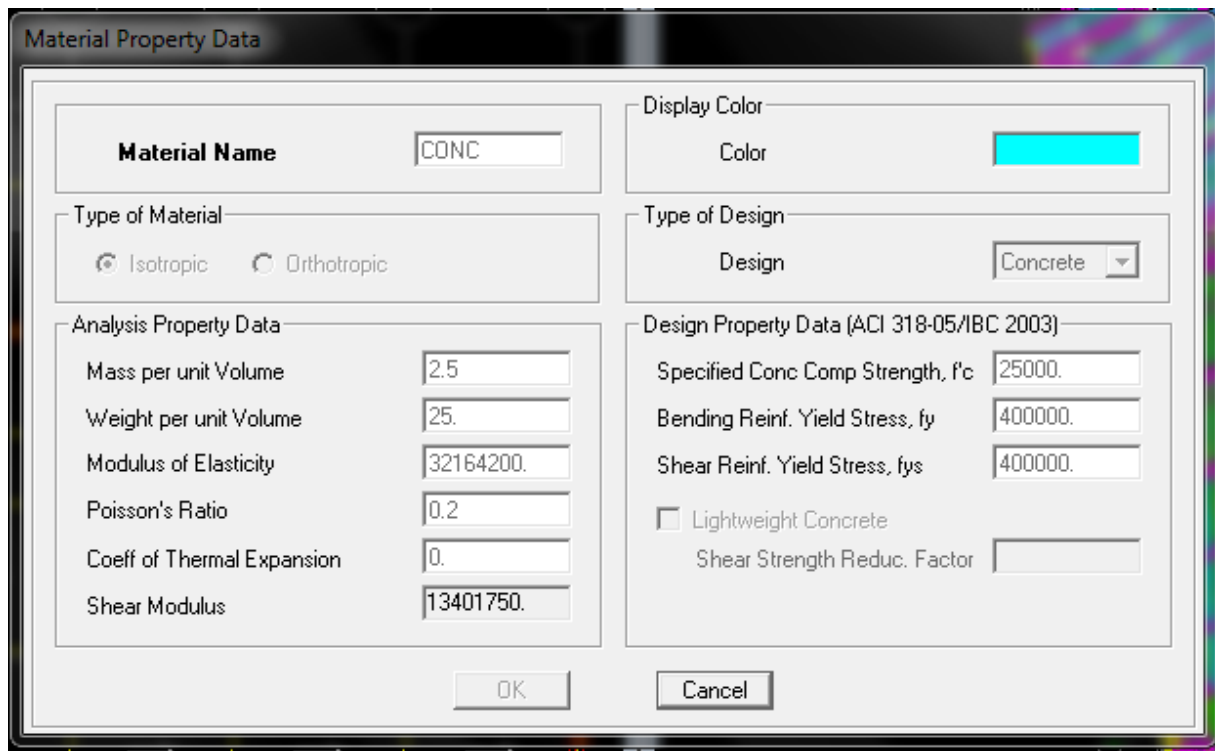
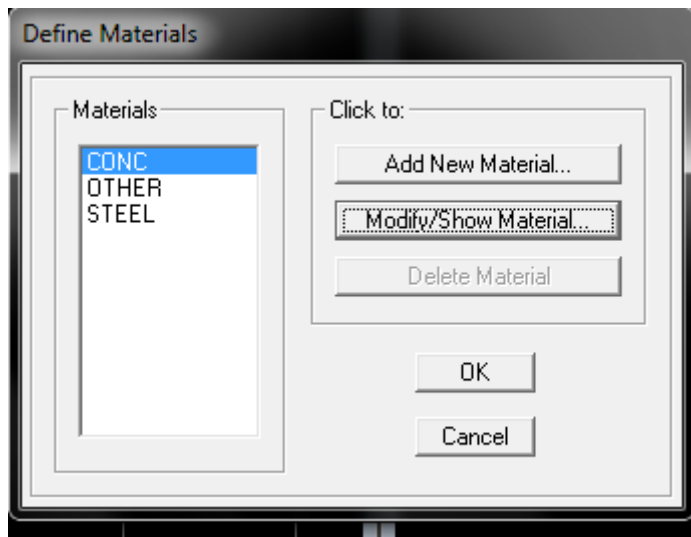
Suivant z : 0 2,89 5,78 8,67 11,73 14,79 17,85 20,91 23,97 27,03 30,09 33,15.



4.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

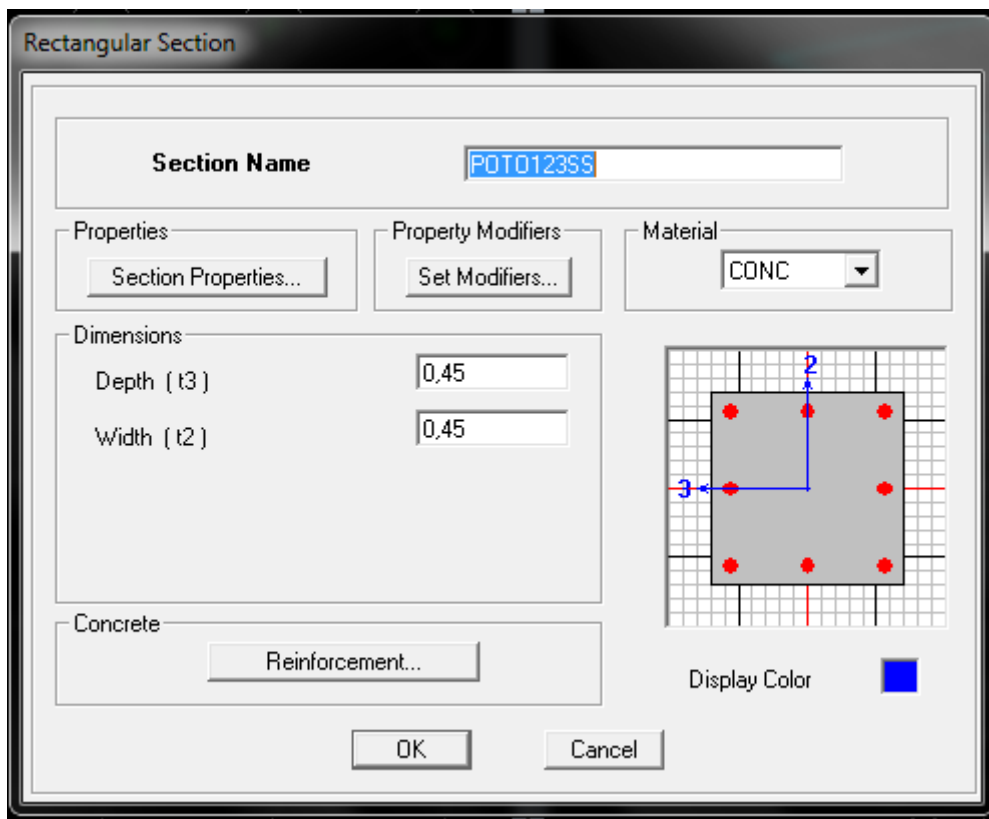
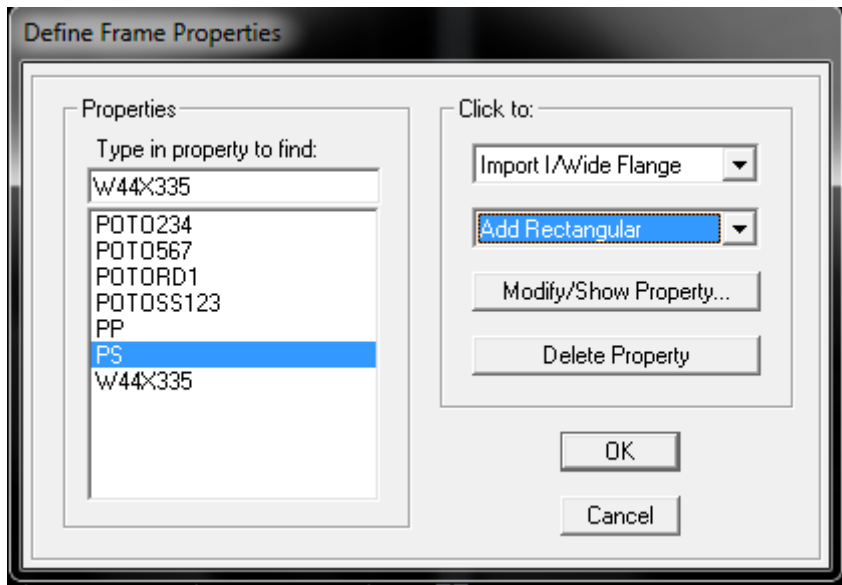
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

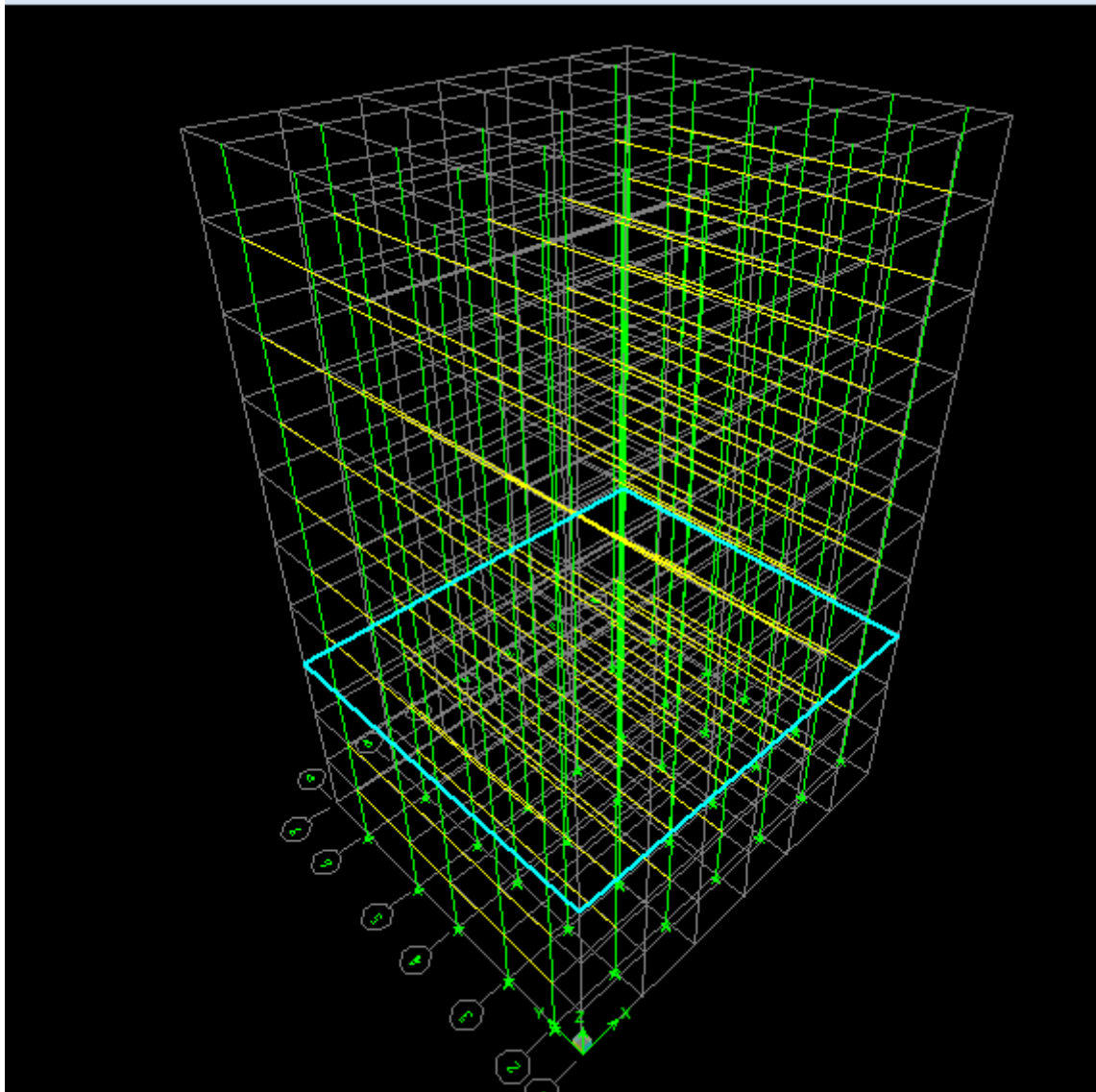


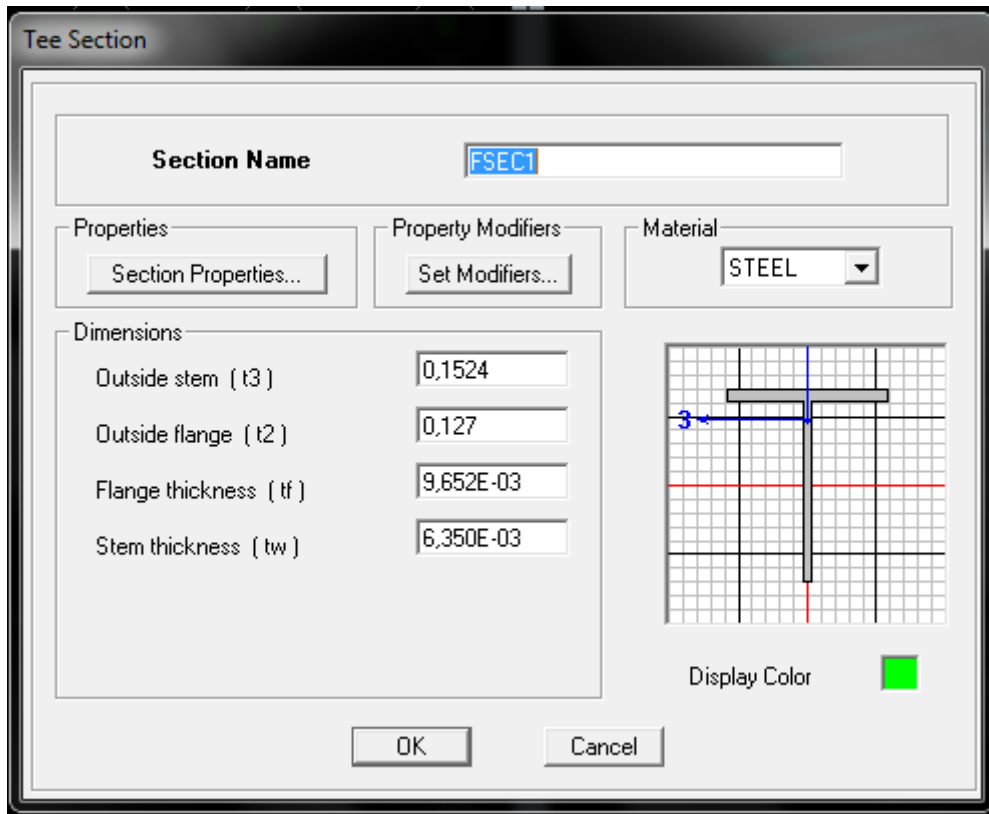
4.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante: Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Tée pour les poutrelles).







Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

▪ **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil

flottante 

qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris

Dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame – Sections**

- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.


On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :


- Cliquer sur



ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément

sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer)

- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes

- Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise

les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Voiles

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, et sur **Add New slab** pour une dalle, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles

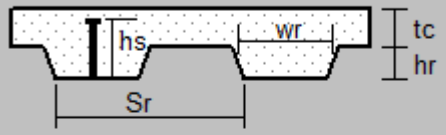
Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

Deck Section

Section Name

Type

Filled Deck
 Unfilled Deck
 Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc)
Deck Depth (hr)
Rib Width (wr)
Rib Spacing (Sr)

Material

Slab Material
Deck Material
Deck Shear Thick



Composite Deck Studs

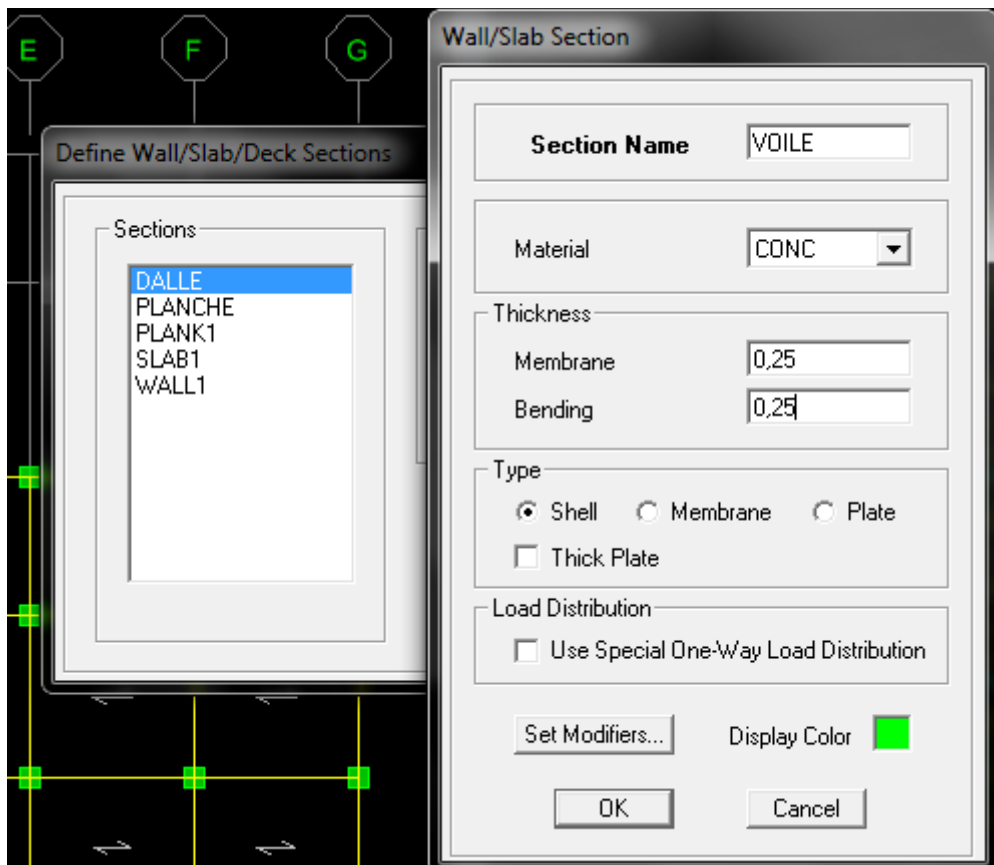
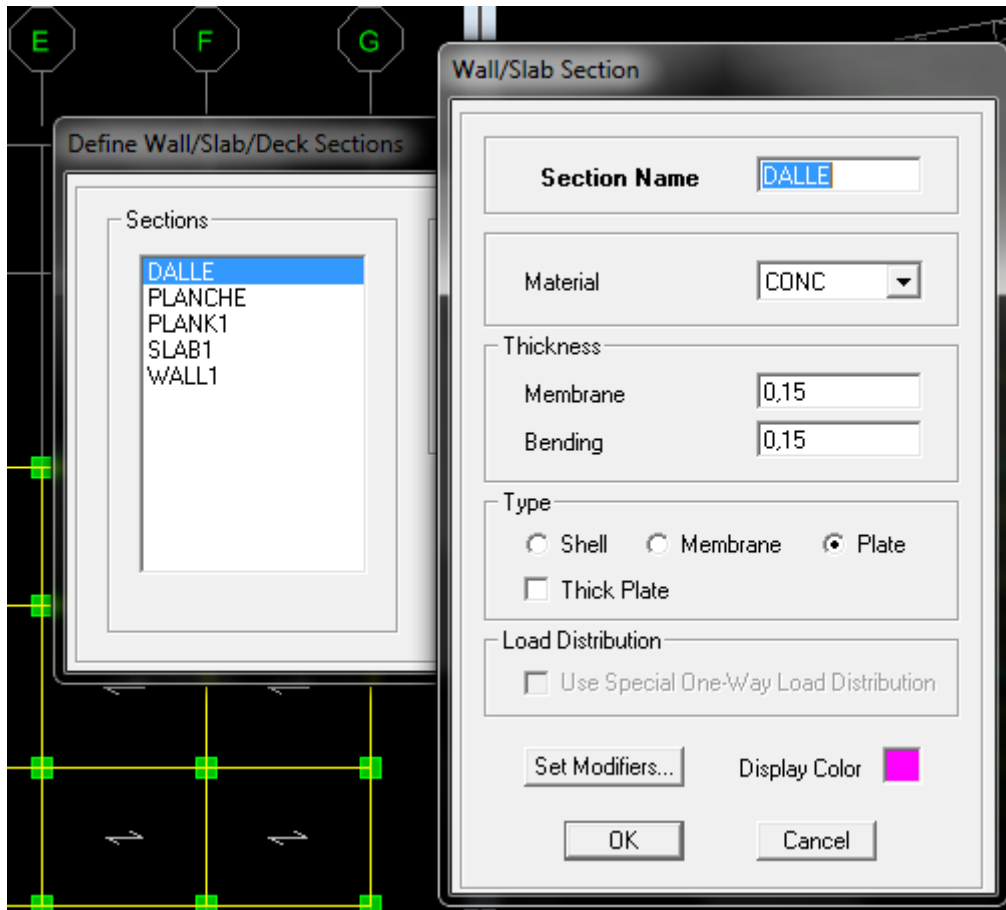
Diameter
Height (hs)
Tensile Strength, Fu

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area

Display Color


- Pour tracer le voile librement on choisit 
- Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



4.4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

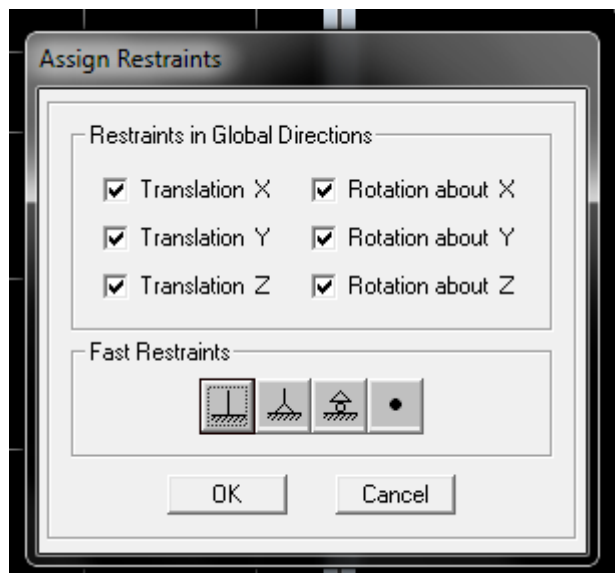
A. Appuis :

- Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
 - On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un noeud quelconque
- Pour les autres noeuds :
- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



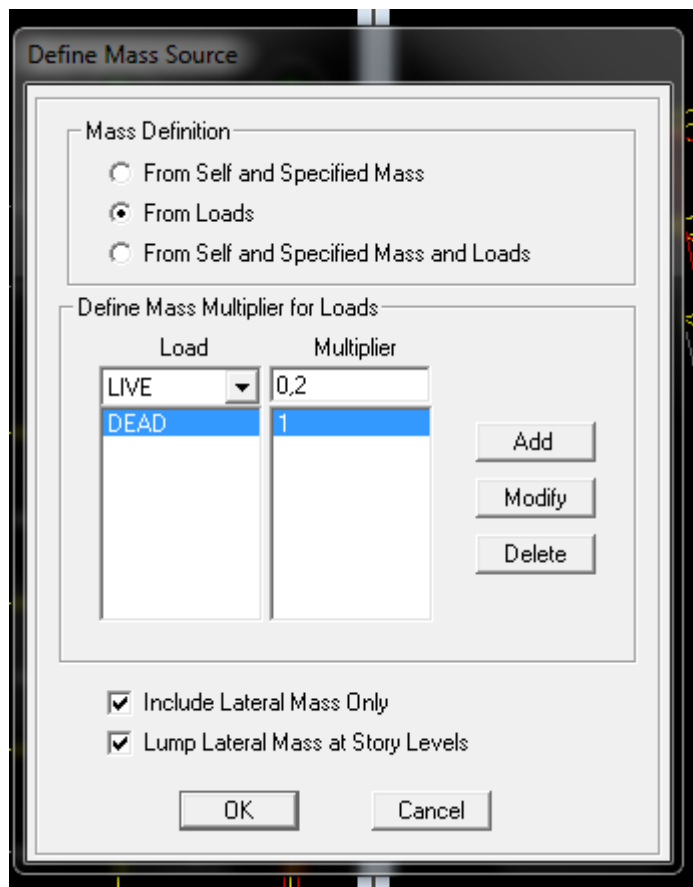
B. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Remarque :

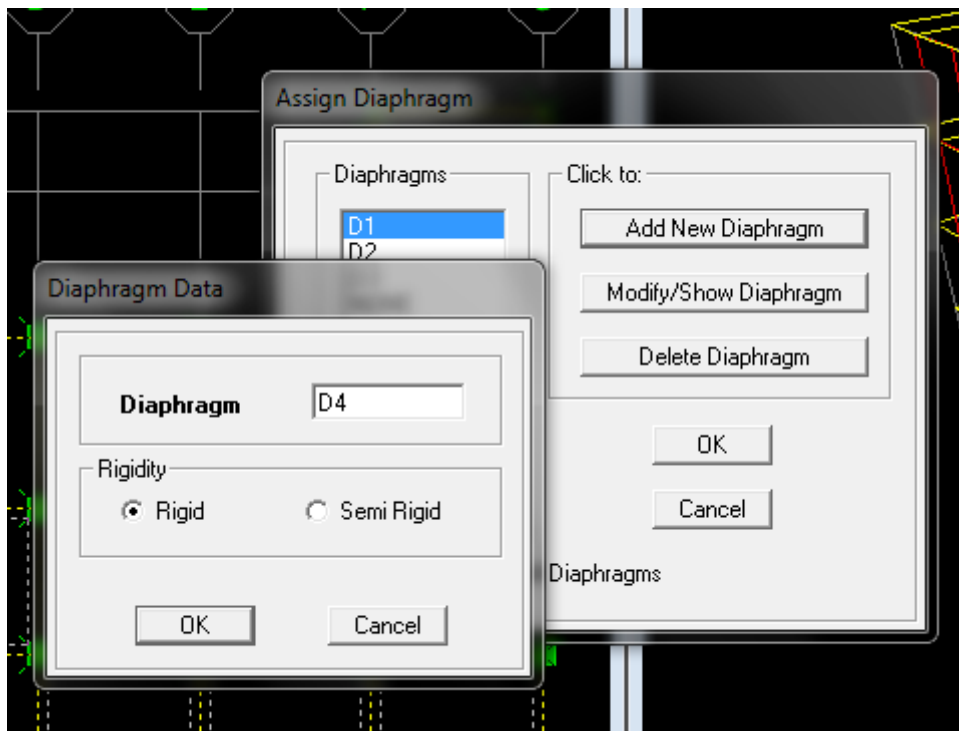
Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.



C. Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à son noeud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu, déroulant :**Assign/point-rigid diaphragm**
On choisit **Add NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : etage 1, **OK**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

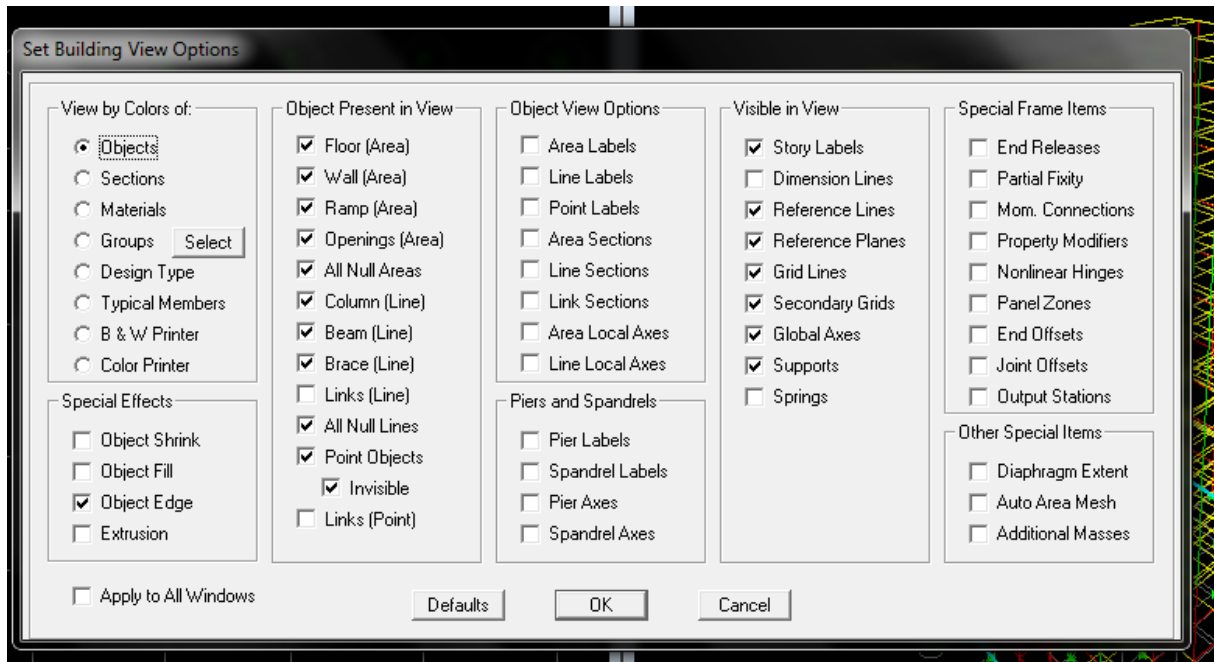
On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci

sur l'icône Set éléments





Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des noeuds (labels), Restreints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

4.5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

A. Charge statique (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :

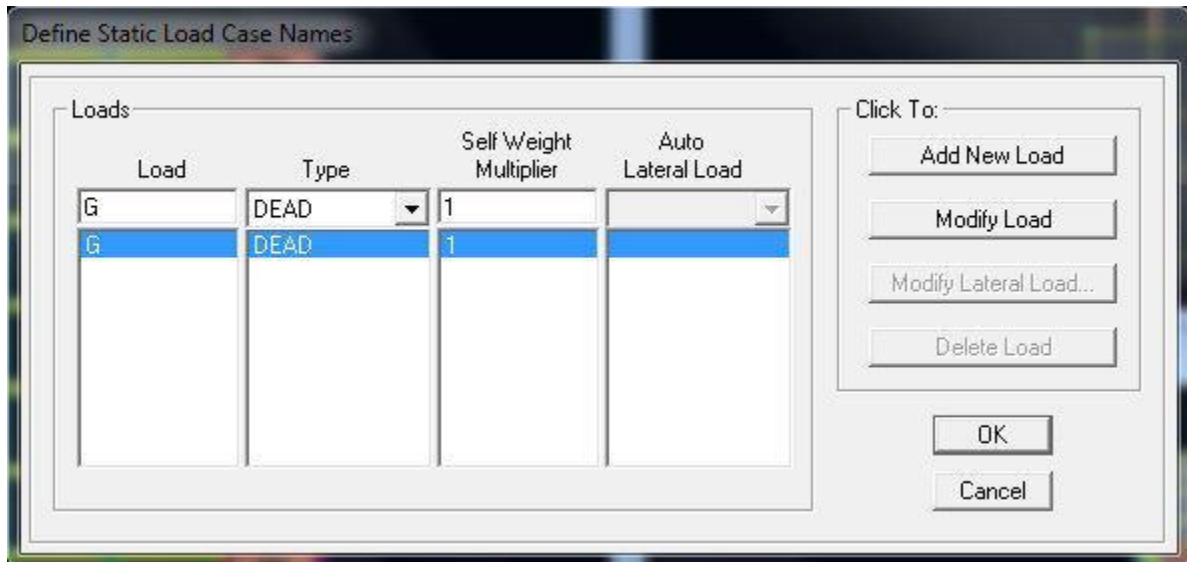
Define / Load Cases.

▪ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

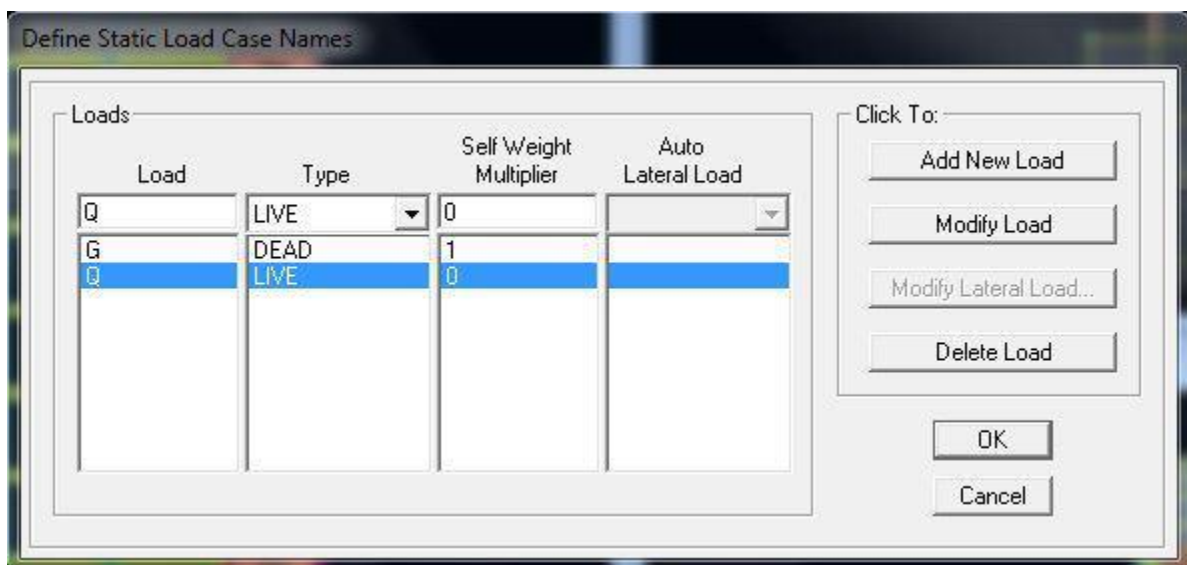


▪ **Surcharges d'exploitation :**


Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

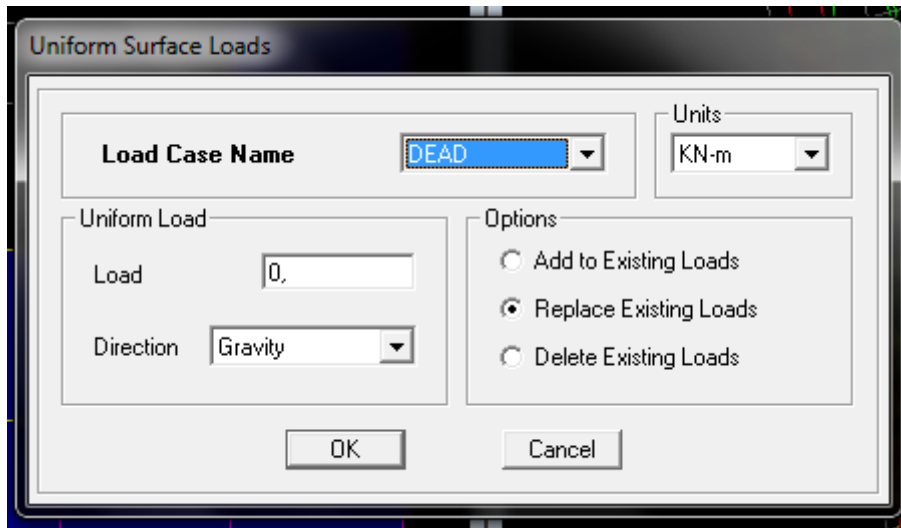


• **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées



En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

En charge que les planchers cette charge elle sera

transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial : $G = 2,484 \text{ kn/ml}$ et $Q = 2,275 \text{ kn/ml}$

Plancher usage habitation : $G = 2,484 \text{ kn/ml}$ et $Q = 0,0975 \text{ kn/ml}$

Dalle pleine balcon(étage courant) : $G = 1,81 \text{ kn/ml}$ et $Q = 1,5 \text{ kn/ml}$

Plancher des sous sols : $G = 2,484 \text{ kn / ml}$ et $Q = 0,975 \text{ kn/ ml}$

B. Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)
- Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q):

Q=1.05

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.05
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1

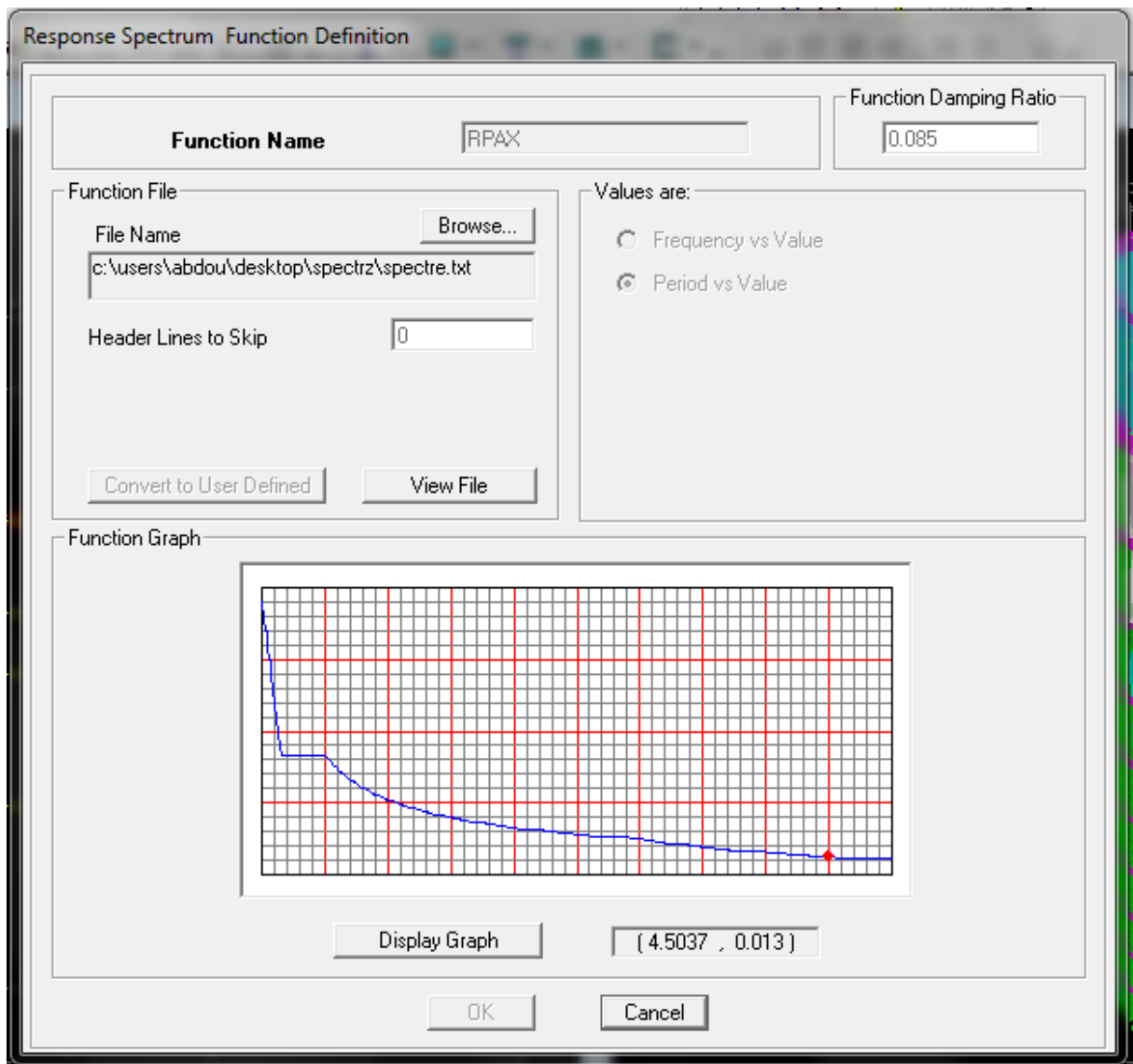
Nom du Fichier Résultats: RPAX

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1126
0.2	0.0751
0.3	0.0751
0.4	0.0751
0.5	0.0751
0.6	0.0665
0.7	0.06
0.8	0.0549
0.9	0.0508
1	0.0473
1.1	0.0444
1.2	0.0419
1.3	0.0397
1.4	0.0378
1.5	0.0361
1.6	0.0346
1.7	0.0332
1.8	0.032
1.9	0.0308

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS

ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9,81
U2	RPA	9,81
UZ		
Excitation angle		0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

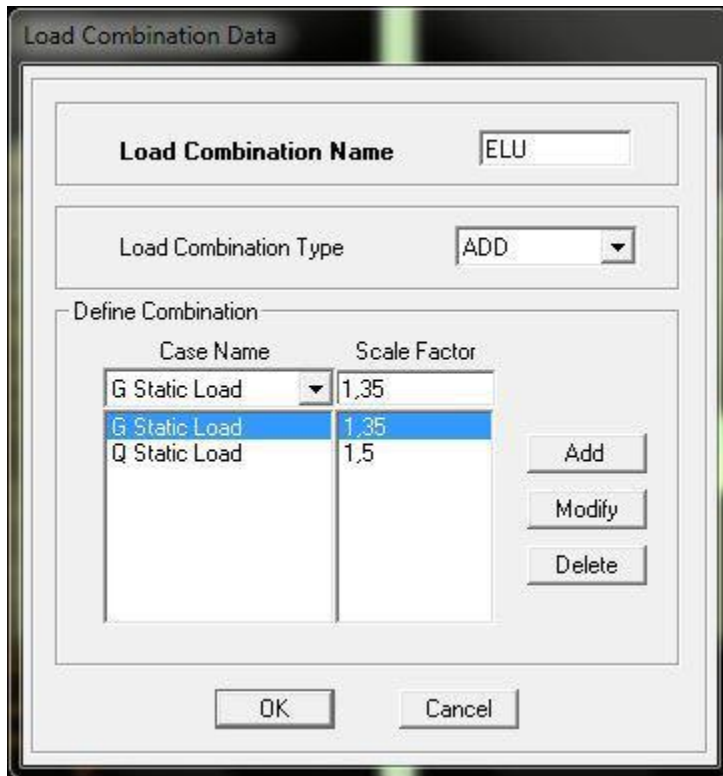
Override Diaph. Eccen.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

4.6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) :

- Choisir G dans la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir Q dans Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load**

combinations

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

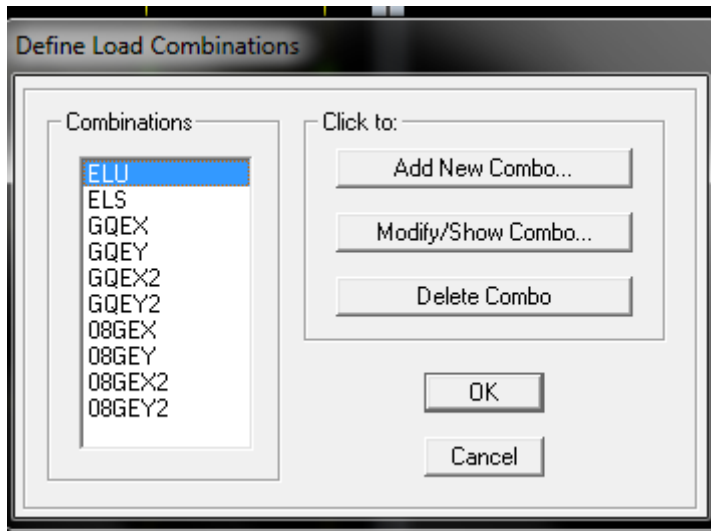
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

- GQE : $G+Q\pm Ex$
 : $G+Q\pm Ey$
- 08GE : $0.8G\pm Ex$
 : $0.8G+Q\pm Ey$



4.7. Septième étape :

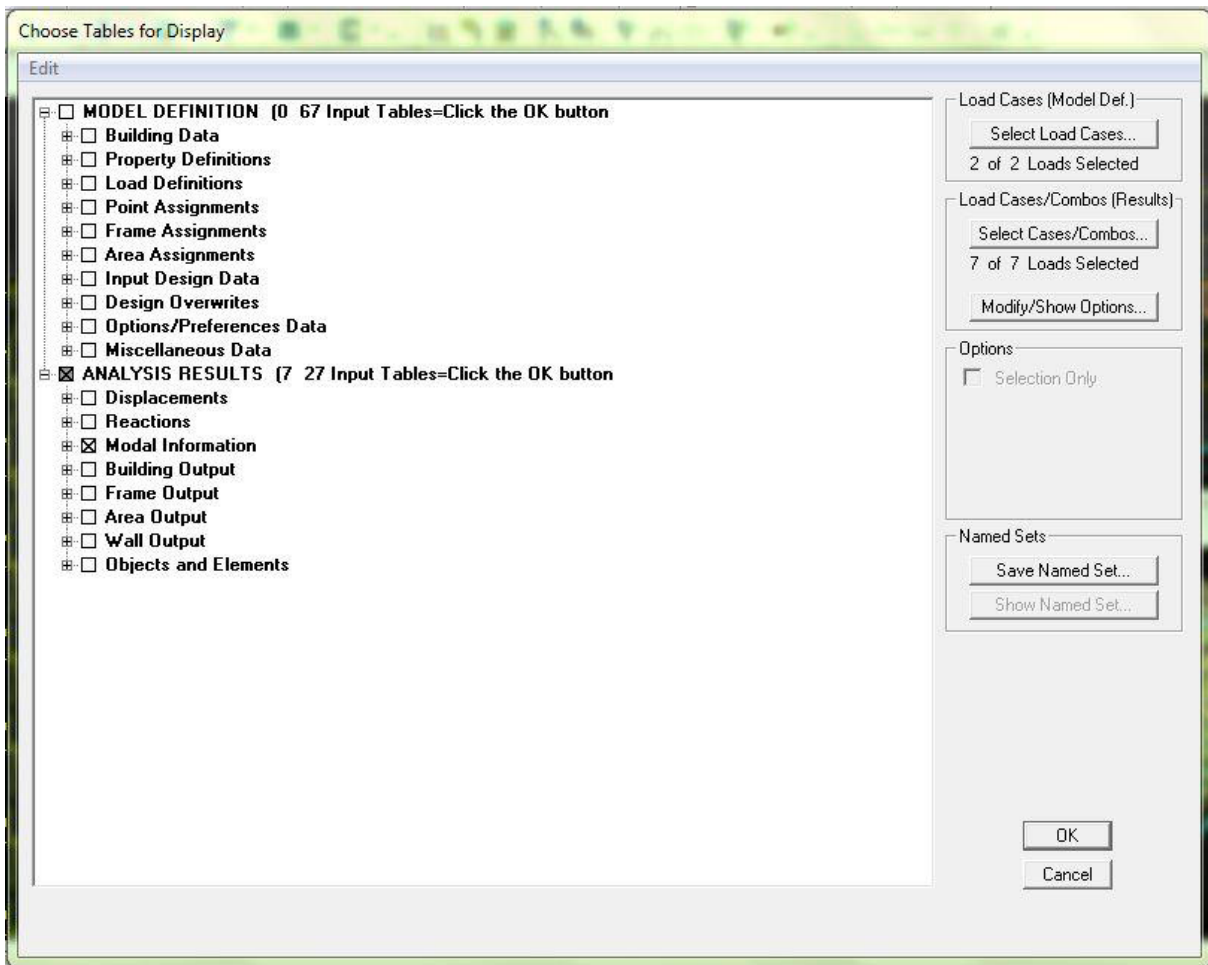
- **Exécution :**

Analyze → **Run** (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File** → **Save as**

- **Visualisation des résultats :**
- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

Les pourcentages



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

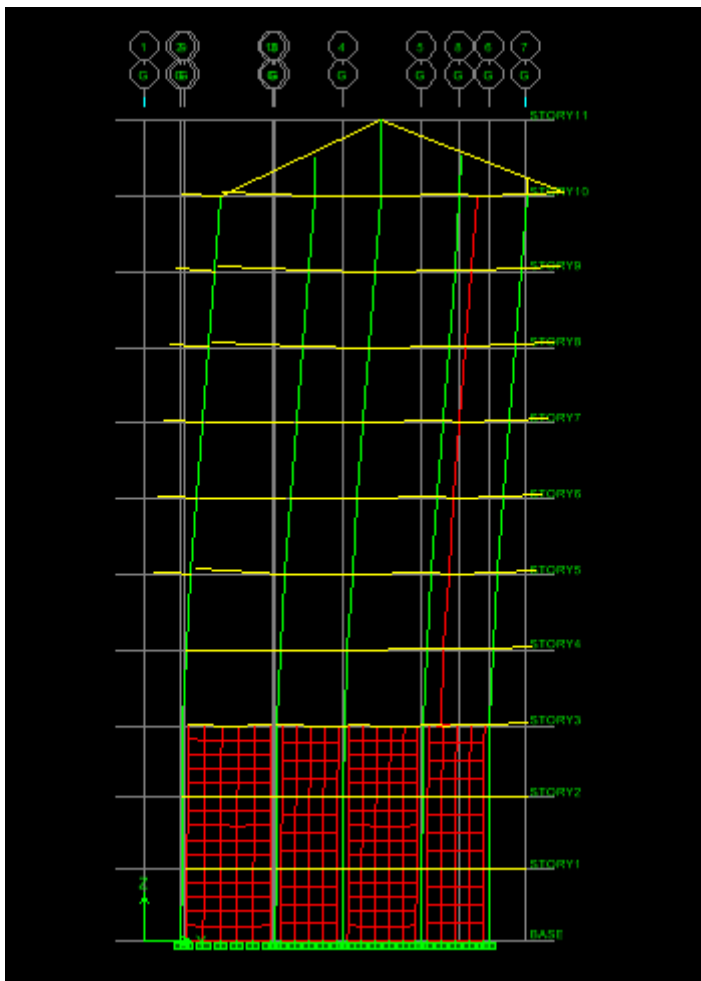
Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.827286	57.3900	0.4733	0.0000	57.3900	0.4733	0.0000	0.7820
	2	0.763554	0.4856	55.6094	0.0000	57.8756	56.0826	0.0000	92.8152
	3	0.724893	0.0072	0.4170	0.0000	57.8828	56.4997	0.0000	0.7012
	4	0.216619	14.2917	1.8756	0.0000	72.1745	58.3752	0.0000	0.3666
	5	0.208985	1.8022	14.2884	0.0000	73.9767	72.6636	0.0000	2.8920
	6	0.196858	0.0856	0.4217	0.0000	74.0623	73.0853	0.0000	0.0847
	7	0.155263	4.1368	0.0012	0.0000	78.1991	73.0865	0.0000	0.0002
	8	0.100593	0.2883	12.3168	0.0000	78.4874	85.4033	0.0000	1.7828
	9	0.091332	3.4306	0.2284	0.0000	81.9180	85.6317	0.0000	0.0277
	10	0.089388	6.0757	0.0885	0.0000	87.9937	85.7201	0.0000	0.0144
	11	0.065346	0.0267	7.6677	0.0000	88.0203	93.3878	0.0000	0.4380
	12	0.058001	0.7395	0.0007	0.0000	88.7599	93.3885	0.0000	0.0001
	13	0.054086	4.6671	0.1343	0.0000	93.4269	93.5228	0.0000	0.0059
	14	0.043777	0.0023	1.5673	0.0000	93.4292	95.0901	0.0000	0.0493
	15	0.041897	0.5158	0.1896	0.0000	93.9450	95.2797	0.0000	0.0040
	16	0.035972	1.8982	0.0355	0.0000	95.8431	95.3152	0.0000	0.0008

OK

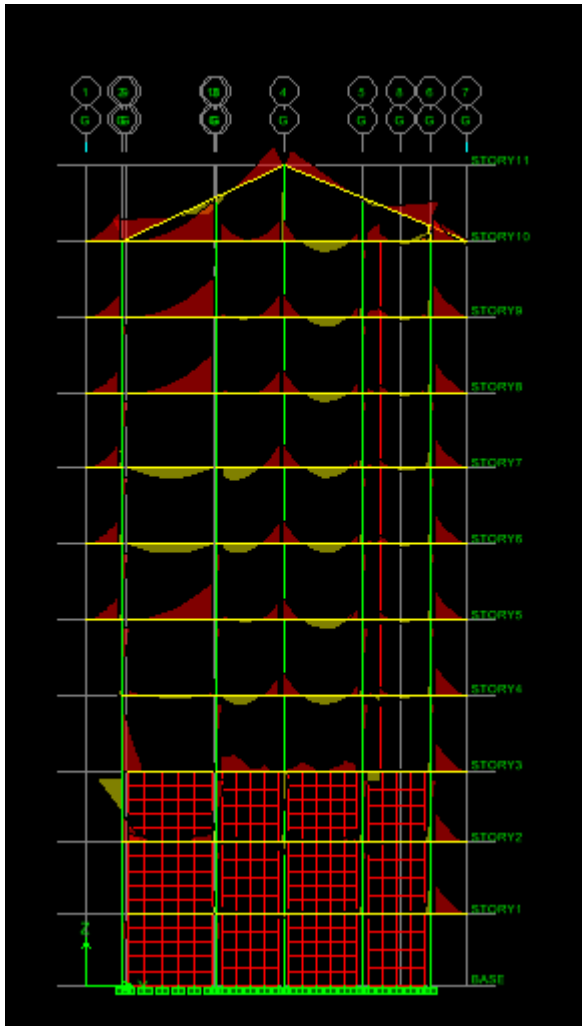
• **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



• **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres
ensuite on clique sur :

Display Show tables

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Beam Forces

Edit View

Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	B1	ELU	0.000	0.00	-3.77	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	0.457	0.00	-2.61	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	0.914	0.00	-1.46	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	1.371	0.00	-0.30	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	1.829	0.00	0.86	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	2.286	0.00	2.02	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	2.743	0.00	3.17	0.00	-0.417	0.000
	STORY10	B1	ELU	3.200	0.00	4.33	0.00	-0.417	0.000
	STORY9	B1	ELU	0.000	0.00	-2.69	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	0.457	0.00	-1.53	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	0.914	0.00	-0.37	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	1.371	0.00	0.78	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	1.829	0.00	1.94	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	2.286	0.00	3.10	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	2.743	0.00	4.26	0.00	-0.035	0.000
	STORY9	B1	ELU	3.200	0.00	5.41	0.00	-0.035	0.000
	STORY8	B1	ELU	0.000	0.00	-2.87	0.00	-0.082	0.000
	STORY8	B1	ELU	0.457	0.00	-1.71	0.00	-0.082	0.000

◀ ▶ ⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Column Forces

Edit View

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	C1	EX	0.000	25.93	6.87	0.55	0.138	0.406
	STORY10	C1	EX	1.355	25.93	6.87	0.55	0.138	0.363
	STORY10	C1	EX	2.710	25.93	6.87	0.55	0.138	1.095
	STORY10	C1	EY	0.000	32.68	1.02	2.79	0.235	1.800
	STORY10	C1	EY	1.355	32.68	1.02	2.79	0.235	2.001
	STORY10	C1	EY	2.710	32.68	1.02	2.79	0.235	5.776
	STORY10	C1	ELU	0.000	-103.75	-9.07	3.28	-0.005	2.207
	STORY10	C1	ELU	1.355	-99.63	-9.07	3.28	-0.005	-2.231
	STORY10	C1	ELU	2.710	-95.52	-9.07	3.28	-0.005	-6.671
	STORY10	C1	GQEX MAX	0.000	-49.26	0.28	2.90	0.133	1.997
	STORY10	C1	GQEX MAX	1.355	-46.21	0.28	2.90	0.133	-1.231
	STORY10	C1	GQEX MAX	2.710	-43.16	0.28	2.90	0.133	-3.691
	STORY10	C1	GQEX MIN	0.000	-101.13	-13.46	1.81	-0.143	1.185
	STORY10	C1	GQEX MIN	1.355	-98.08	-13.46	1.81	-0.143	-1.961
	STORY10	C1	GQEX MIN	2.710	-95.03	-13.46	1.81	-0.143	-5.881
	STORY10	C1	GQEY MAX	0.000	-42.52	-5.57	5.15	0.229	3.391
	STORY10	C1	GQEY MAX	1.355	-39.47	-5.57	5.15	0.229	0.401
	STORY10	C1	GQEY MAX	2.710	-36.42	-5.57	5.15	0.229	0.001

◀ ▶ ⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «Déplacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D10	ELU	-0.0039	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	D10	ELS	-0.0028	-0.0013	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	D10	08GEY MAX	-0.0011	0.0121	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	D10	08GEY MIN	-0.0024	-0.0138	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY10	D10	08GEX2 MAX	0.0140	-0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	D10	08GEX2 MIN	-0.0175	-0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY10	D10	08GEY2 MAX	-0.0011	0.0121	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	D10	08GEY2 MIN	-0.0024	-0.0138	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY9	D9	ELU	-0.0030	-0.0014	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY9	D9	ELS	-0.0022	-0.0010	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY9	D9	08GEY MAX	-0.0009	0.0105	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY9	D9	08GEY MIN	-0.0019	-0.0118	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY9	D9	08GEX2 MAX	0.0121	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY9	D9	08GEX2 MIN	-0.0148	-0.0012	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY9	D9	08GEY2 MAX	-0.0009	0.0105	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY9	D9	08GEY2 MIN	-0.0019	-0.0118	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00000
	STORY8	D8	ELU	-0.0022	-0.0010	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY8	D8	ELS	-0.0016	-0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisissant un (auto).L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).De plus il est possible de créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporter sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	EX	49.67	0.86	399.17	2.580	13.529	0.076
	BASE	1	EY	4.93	1.41	45.64	5.505	1.281	0.175
	BASE	2	EX	1.41	1.45	127.20	3.074	5.552	0.197
	BASE	2	EY	0.19	3.26	138.75	6.950	0.544	0.088
	BASE	3	EX	1.73	3.47	133.20	4.969	6.341	0.197
	BASE	3	EY	0.36	7.84	37.66	11.223	0.927	0.088
	BASE	4	EX	1.97	3.09	40.33	4.614	7.209	0.197
	BASE	4	EY	0.44	6.88	37.26	10.327	1.289	0.088
	BASE	5	EX	2.46	1.60	66.42	3.227	8.179	0.197
	BASE	5	EY	0.66	2.58	354.05	6.248	1.717	0.088
	BASE	6	EX	2.57	0.45	67.15	1.537	8.281	0.197
	BASE	6	EY	0.69	2.08	151.92	5.653	1.742	0.088
	BASE	7	EX	2.79	0.77	19.19	1.845	7.980	0.197
	BASE	7	EY	0.56	2.91	5.63	6.431	1.397	0.088
	BASE	8	EX	3.40	0.31	135.74	0.865	8.537	0.197
	BASE	8	EY	0.77	2.00	92.34	5.393	1.554	0.088
	BASE	9	EX	2.07	0.11	80.24	0.358	7.303	0.197
	BASE	9	EY	0.47	1.28	0.21	4.520	1.202	0.088

◀ ▶ ⏪ ⏩

OK

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	20.8569	5.0627
End Point	-4.1918	5.379

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.3325	5.2208	0.	179.2766

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	68.7745	932.6834	58.4303	68.924	932.9632	19.7253
Moment	19417.277	960.5916	2755.8008	19465.9211	813.9147	2753.8383

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

- Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de
- la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique
- 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 sous murs,
- - Les semelles continues sous poteaux,
- - Les semelles isolées,
- - Les radiers.
- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des 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

I. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Facilite d'exécution.
- Economie.

VI-2-2-2- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

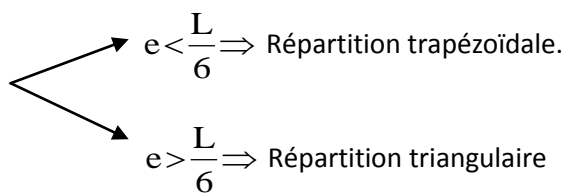
Le portique le plus sollicité est le portique.

A-Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B-Etape de calcul :

- _ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- _ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

C- Calcul des semelles filantes sous poteaux :

- **Détermination de la résultante des charges R :**

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	650.6	4.55	2960.23	3.665
2	769.81	1.35	1039.24	-0.706
3	809.48	-1.22	-1092.79	2.092
4	576.72	-5.15	-2970.10	-13.071
	2806.61		$\Sigma = -63.42$	$\Sigma = 19.53$

▪ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} \quad e = \frac{19.53 - 63.42}{2806.61} = -0.015$$

$$e = -0.015 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9.7}{6} = 1.6 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{2806.61}{9.7} \left(1 + \frac{6 \times (-0.015)}{9.7}\right) = 286.65 \text{ KN/ ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2806.61}{9.7} \left(1 - \frac{6 \times (-0.015)}{9.7}\right) = 292.02 \text{ KN/ ml}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2806.61}{9.7} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.015)}{9.7}\right) = 287.99 \text{ kN/ m}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s} \quad B \geq \frac{287.99}{200} = 1.43 \text{ m} \quad A = B = 1.43 \text{ m}$$

$$S_p = B \times L = 1.43 \times 9.7 = 13.87 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Tot}} = 13.87 \times 7 = 97.69 \text{ m}^2$$

VI-2-2- Semelle filante :

VI-2-2-1- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 400 \text{ KN/m}^2 = 0,40 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

• Sens y-y

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1} et V _{T2}	1308.61	3.80	1.72	6.53X2
V _{T3} ET V _{T4}	784.16	1.9	2.06	3.91X2
V _{T5} et V _{T6}	731.21	2	1.82	3.64X2
				St = 28.16

• Sens x-x

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L7} ET V ₈	1624.09	3.2	2.53	8.09X2
V _{T9}	516.42	1.7	1.51	2.56
				St = 18.74

$$T_{VOILE} = 46.9 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 97.69 + 46.9 = 144.59 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 19.10 \times 15.40 = 294.14 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{144.59}{294.14} = 0,49$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 49%.

▪ **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes étant inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($S_t < 50 \% S_{bat}$), alors on opte pour des semelles filantes.

VI-3- CALCUL DES SEMELLES FILANTES:

VI-3-1-Calcul de la semelle :

A-Calcul des contraintes sous la semelle :

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = 286. KN/ml$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = 292.02KN/ml$$

$$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = 287.99KN/ml$$

B-Dimensionnement de la semelle :

❖ Hauteur de la semelle :

$$❖ hs = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$hs = \frac{143-45}{4} + 5 = 29.5cm$$

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow 29.5 \leq d \leq 98$$

On prend d = 80cm

Soit les dimensions suivantes :

L = 3.80m ; A = 1.43m ; h_s = 29.5cm ; c = c' = 5cm ; d = 80cm

C- Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{Nu(A-a)}{8.da.st} = \frac{1113.4 \times 1000 (143-45)}{8 \times 80 \times 34800} = 4.89 \text{ cm}^2$$

On prend: 6HA12 = 6.77 cm² avec espacement de 15cm.

Armatures de répartition:

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.77}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3.38 cm²

VI-3-2-Calcul de la poutre de rigidité :

A-Dimensionnement de poutre de rigidité :

- La hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{l}{9} \leq hp \leq \frac{l}{6} \Rightarrow 0,42 \leq hp \leq 0,63 \text{ m}$$

Soit: hp = 100 cm

- Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp \Rightarrow 23,33 \leq bp \leq 46,66 \text{ cm}$$

Soit bp = 50cm.

B-Calcul des moments fléchissants :

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel ETABS :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{3425.88}{9.7} \left(1 + \frac{3 \cdot (-0,015)}{9.7} \right) = 351.54 \text{ kN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB :

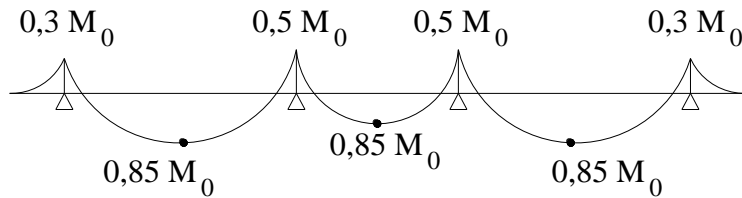
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{351.54(3,8)^2}{8} = 634.53 \text{ kN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{351.54(2,7)^2}{8} = 320.34 \text{ kN.m}$$

La travée CD:

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{351.54(3.20)^2}{8} = 449.97 \text{ kN.m}$$



Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appui	M_a kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
A	190.35	0,029	0,985	5,84	5.73	Au > Amin	3HA16 = 6,03
B	317.26	0,0495	0,974	9.852	5.73	Au > Amin	3HA16+ 3HA14 = 10,65
C	317.26	0,0495	0,974	9.852	5.73	Au > Amin	3HA16 + 3HA 14 = 10,65
D	190.35	0,029	0,985	5,84	5.73	Au > Amin	3HA16 = 6,03

Tableau X-3 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

en travée :

Travée	M_t (kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
A-B	539.35	0,084	0,956	17.21	5.73	Au > Amin	6HA 20 =18,85
B-C	272.28	0,042	0,979	8.41	5.73	Au > Amin	3HA 20 = 9,42
C-D	382.47	0,059	0,969	11.93	5.73	Au > Amin	4HA 20 =12.56

Tableau X-4 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Vérifications :

Vérification de la contrainte à l'ELS :

- Dans le béton :

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} \quad \text{Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de } k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
A	155.94	0,126	0,941	69.75	4.14	15	Vérifiée
B	259.91	0,224	0.924	50.79	5.47	15	Vérifiée
C	259.91	0,224	0,877	50.79	5 .47	15	Vérifiée
D	155.94	0,126	0,902	69.75	4.14	15	Vérifiée

Tableau X-5 : Vérifications des contraintes aux appuis.

En travée :

Travée	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
A-B	441.84	0.396	0,903	36.55	7.47	15	Vérifiée
B-C	223.06	0,198	0,928	54.44	4.93	15	Vérifiée
C-D	313.32	0.264	0,918	45.98	6.22	15	Vérifiée

Tableau X-6 : Vérifications des contraintes en travée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{351,54 \cdot 3,8}{2} = 667,92 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{667,92 \cdot 10^3}{500 \cdot 950} = 1,406 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2,85 ; 5 ; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (25 ; 14,4 ; 30)$$

$$S_t \leq 14,4 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20$$

Vérification des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul de $\sigma_{[3/4]}$:

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{2806.61}{400 \cdot 9.7} \left(1 - \frac{3 \cdot 0,015}{9.7}\right) = 0,71 \text{ m}$$

On adopte une largeur **B = 100 cm**.

$$\rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{2806.61}{1 \cdot 9.7} \left(1 - \frac{3 \cdot 0,015}{9.7}\right) = 287.99 \text{ kN/m}^2$$

X-2 Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{où} \quad N_{uf} = B \sigma_{\frac{3}{4}} 100$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 1 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 0,6 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 1 \text{ m} = 240 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{240 \cdot 10 \cdot (100 - 50)}{8 \cdot 80 \cdot 348} = 0.538 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

X-3 Ferrailage de la semelle sous mur (V₁) :

Dimensionnement :

$$N_s = 1308.61 \text{ kN} ; L = 3.80 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ MPa}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{1308.61}{400 \cdot 3.80} = 0.86 m$$

On prend : $B = 100 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{100-50}{4} + 5 = 17.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 100 cm

h = 30 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1308.61}{1 \cdot 3.80} = 344.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 344.37 < \bar{\sigma}_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 1787.27 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{1787.27 \cdot (1-0.5)^2}{8 \cdot 1} = 55.99 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0.9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0.9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{55.99 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 25 \cdot 348} = 7.132 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 7\text{HA}12 = 7.32 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.32}{4} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 cm²**

X-4 Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25 cm × 30 cm): Site de catégorie S_2 et S_3

- (30 cm × 30 cm): Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(25 x 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Armatures longitudinales :

$$N = 1113.4 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1113.4}{15} = 278.35 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{278.35 \cdot 10}{348} = 7.99 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right) cm$$

$$\phi_t \leq \min (0,85 ; 2,5 ; 1,4) cm$$

$$\phi_t \leq 0,85 cm \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15 \phi_t) cm$$

$$S_t \leq \min (20 ; 21) cm$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 cm$

Introduction

Ces chapitres qui sont avenir sont 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.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q+E$ et $0,8G+E$) et suivant les règles du RPA99, ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

1. Recommandations du RPA :

- **Pourcentage total minimum :**

$A_{min} = 0,5\%$ ($b \times h$) en toute section.

- Poutres principales (35 x 30): $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30 x 25) : $A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$
- Poutres de chaînage (25 x 20) : $A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2$



1. Pourcentage total maximum :

- $A_{max} = 4\%$ ($b \times h$) En zone courante,
- $A_{max} = 6\%$ ($b \times h$) En zone de recouvrement.



Poutres principales (35 x 30) :

Zone courante : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 25) :

Zone courante : $A_{max} = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 45 \text{ cm}^2$

Poutres de chainages (25X20) :

Zone courante : $A_{\max} = 20 \text{ cm}^2$
Zone de recouvrement : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$

2. Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_c : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

3. Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$$

4. Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 limites est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

5. On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- **1er cas** : $\mu \leq \mu_1$

⇒ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires \blacklozenge $A_{sc} = 0$.

A-Ferrailage des poutres principales

Zone 1 (1 , 2 et 3 SS)

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
12	appui	Sup	Cou	30.62	300	320	14.2	348	0.07	0.982	2.8	2.8	3HA12	
			Acc	31.12	300	320	18.5	400	0.055	0.986	2.5			
		Inf	Cou	3.4	300	320	14.2	348	0.008	0.998	0.3	0.7	3HA12	
			Acc	8.569	300	320	18.5	400	0.015	0.996	0.7			
	trav	Sup	Cou	3.979	300	320	14.2	348	0.009	0.998	0.4	0.8	3HA12	
			Acc	9.791	300	320	18.5	400	0.017	0.996	0.8			
		Inf	Cou	19.36	300	320	18.5	348	0.034	0.991	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	15.09	300	320	18.5	400	0.027	0.993	1.2			

Zone 2 : RDC ET 1 ETAGE :

4-5	appui	Sup	Cou	36.28	300	320	14.2	348	0.083	0.979	3.3	3.9	3HA14	
			Acc	48.8	300	320	18.5	400	0.086	0.978	3.9			
		Inf	Cou	8.067	300	320	14.2	348	0.018	0.995	0.7	1.4	3HA12	
			Acc	18.4	300	320	18.5	400	0.032	0.992	1.4			
	trav	Sup	Cou	28.711	300	320	14.2	348	0.066	0.983	2.6	2.6	3HA14	
			Acc	21.82	300	320	18.5	400	0.038	0.990	1.7			
		Inf	Cou	20	300	320	14.2	348	0.046	0.988	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	18.49	300	320	18.5	400	0.033	0.992	1.5			

Zone 3 (2, 3 et 4 etage) :

6-8	appui	Sup	Cou	35.74	300	320	14.2	348	0.082	0.979	3.3	4	3HA14	2HA10
			Acc	49.92	300	320	18.5	400	0.088	0.978	4			
		Inf	Cou	7.854	300	320	14.2	348	0.018	0.995	0.7	1.6	3HA12	
			Acc	19.9	300	320	18.5	400	0.035	0.991	1.6			
	trav	Sup	Cou	14.78	300	320	14.2	348	0.034	0.991	1.3	1.8	3HA12	
			Acc	22.25	300	320	18.5	400	0.039	0.990	1.8			
		Inf	Cou	18.63	300	320	14.2	348	0.043	0.989	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	18.42	300	320	18.5	400	0.032	0.992	1.5			

Zone 4 (5 et 6 etage) :

91	appui	Sup	Cou	39.28	300	320	14.2	348	0.09	0.977	3.6	3.6	3HA14	2HA10
			Acc	42.84	300	320	18.5	400	0.075	0.981	3.4			
		Inf	Cou	48.76	300	320	14.2	348	0.112	0.971	4.5	4.5	3HA14	

	trav	Sup	Acc	35.27	300	320	18.5	400	0.062	0.984	2.8	1.9	3HA12	
			Cou	21.08	300	320	14.2	348	0.048	0.988	1.9			
		Inf	Cou	48.76	300	320	14.2	348	0.112	0.971	4.5	4.5	3HA14	
			Acc	35.27	300	320	18.5	400	0.062	0.984	2.8			

B. Ferrailage des poutres secondaires

Zone 1 (1 , 2 et 3 SS) :

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
13	appui	Sup	Cou	9.571	250	270	14.2	348	0.037	0.991	1	1.2	3HA12	
			Acc	12.68	250	270	18.5	400	0.038	0.991	1.2			
		Inf	Cou	7.092	250	270	14.2	348	0.027	0.993	0.8	1	3HA12	
			Acc	10.66	250	270	18.5	400	0.032	0.992	1			
	trav	Sup	Cou	3.842	250	270	14.2	348	0	0.996	0.4	0.6	3HA12	
			Acc	6.221	250	270	18.5	400	0.018	0.995	0.6			
		Inf	Cou	3.664	250	270	18.5	348	0.011	0.997	0.4	0.4	3HA12	
			Acc	4.733	250	270	18.5	400	0.014	0.996	0.4			

Zone 2 (RDC et 1 étage) :

45	appui	Sup	Cou	13.02	250	270	14.2	348	0.05	0.987	1.4	2.1	3HA12	
			Acc	22.75	250	270	18.5	400	0.068	0.983	2.1			
		Inf	Cou	10.42	250	270	14.2	348	0.04	0.99	1.1	1.9	3HA12	
			Acc	20	250	270	18.5	400	0.059	0.985	1.9			
	trav	Sup	Cou	5.224	250	270	14.2	348	0.02	0.995	0.6	1.5	3HA12	
			Acc	15.72	250	270	18.5	400	0.047	0.988	1.5			
		Inf	Cou	4.808	250	270	14.2	348	0.019	0.995	0.5	1	3HA12	
			Acc	10.26	250	270	18.5	400	0.03	0.992	1			

Zone 3 (2, 3 et 4) :

68	appui	Sup	Cou	35.74	250	270	14.2	348	0.138	0.964	3.9	4.8	3HA14	2HA10
			Acc	49.92	250	270	18.5	400	0.148	0.961	4.8			
		Inf	Cou	7.854	250	270	14.2	348	0.03	0.992	0.8	1.9	3HA12	
			Acc	19.9	250	270	18.5	400	0.059	0.985	1.9			
	trav	Sup	Cou	14.78	250	270	14.2	348	0.057	0.986	1.6	2.1	3HA12	
			Acc	22.25	250	270	18.5	400	0.066	0.983	2.1			
		Inf	Cou	18.63	250	270	14.2	348	0.072	0.982	2	2	3HA12	
			Acc	18.42	250	270	18.5	400	0.055	0.986	1.7			

Zone 4 : (5 ET 6) :

91	appui	Sup	Cou	39.28	250	270	14.2	348	0.152	0.96	4.4	4.4	3HA14	2HA10
			Acc	42.84	250	270	18.5	400	0.127	0.967	4.1			
		Inf	Cou	48.76	250	270	14.2	348	0.188	0.95	5.5	5.5	3HA16	
			Acc	35.27	250	270	18.5	400	0.105	0.973	3.4			
	trav	Sup	Cou	21.08	250	270	14.2	348	0.081	0.979	2.3	2.3	3HA12	
			Acc	19.42	250	270	18.5	400	0.058	0.985	1.8			
		Inf	Cou	48.76	250	270	14.2	348	0.188	0.95	5.5	5.5	3HA16	
			Acc	35.27	250	270	18.5	400	0.105	0.973	3.4			

Poutre de chaînage :

6	appui	Sup	Cou	0	200	220	14.2	348	0	1.000	0	0.9	3HA12	
			Acc	7.405	200	220	18.5	400	0.041	0.990	0.9			
		Inf	Cou	0.827	200	220	14.2	348	0.006	0.998	0.1	2.1	3HA12	
			Acc	18.32	200	220	18.5	400	0.102	0.974	2.1			
	trav	Sup	Cou	15.306	200	220	14.2	348	0.111	0.971	2.1	2.5	3HA12	3HA12
			Acc	21.42	200	220	18.5	400	0.12	0.969	2.5			
		Inf	Cou	0.807	200	220	14.2	348	0.006	0.999	0.1	0.6	3HA12	
			Acc	5.269	200	220	18.5	400	0.029	0.993	0.6			

1. Vérifications des poutres à l'ELU

•

Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiée)

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

▪poutres principales :

$$A_{min}=0.23 \times 0.32 \times 0.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min}$$

▪poutres secondaires :

$$A_{min}=0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1 /BAEL91modifiées 99) Les poutres

soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à : $T_U \text{ max} = -63.59 \text{ kN}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

▪Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{63.59 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.662 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}$

▪Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{103.27 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.529 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}$

Les contraintes sont vérifiées.

4.3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales
(BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1.32)

4.3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales
(BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1.32)

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{a} = \frac{2 V_u}{bd} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{3.75 \times V_u}{b f_{28}} < a \leq 0.9 d$$

Sens xx :

$$V_u = 103.27 \text{ Kn} \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28} = 0.267 \times 300 \times 0.9 \times 320 \times 25 \times 10^{-3} = 576.72 \text{ Kn}$$

Sens yy :

$$V_u = 63.59 \text{ Kn} \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28} = 0.267 \times 270 \times 0.9 \times 250 \times 25 \times 10^{-3} = 405.50 \text{ Kn}$$

LES CONDITIONS VERIFIER

4.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis
(Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

•Poutres principales :

$$T_u = 63.59 \text{ Kn} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.300 \times 0.320 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ Kn}$$

•Poutres secondaires :

$$T_u = 103.27 \text{ Kn} \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.250 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ Kn}$$

⇒ Les contraintes sont vérifiées

4.5.Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

➤ Poutres principales :

$$\sum U = 3HA 14 = 131.88$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u} = \frac{6359}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 0.167 \text{ MPa}$$

$$\sum U = 3HA 12 = 113.04$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u} = \frac{6359}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 0.195 \text{ MPa}$$

Y Poutres secondaires :

$$\sum U = 3HA 14 = 131.88$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u} = \frac{10327}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 0.375 \text{ MPa}$$

$$\sum U = 3HA 12 = 113.04$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u} = \frac{10327}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.322 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

4.6. Calcul de la longueur de scellement des barres

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

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

$$l = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie

ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 21.

./ Pour $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$.

$l_s \gg$ pour les barres à haute adhérence

Y Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right) = \min(10, 30, 12)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Y **Calcul des espacements :**

6. Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \text{ cm} \right)$$

7. Poutres principales $S_t = 10 \text{ cm}$

8. Poutre secondaire $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : S_t Tapez une équation ici.

9. Poutre principales $S_t = 17 \text{ cm}$

10. Poutre secondaire $S_t = 15 \text{ cm}$

. Vérifications à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de déformation du béton en compression**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s / K \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est $\sigma_s = \frac{M_s}{B_1 d A}$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Zone	M_s Max Kn m	A_t ELU	ρ_1	B_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBSERVATION
1, 2 et 3 SS	22.178	3.39	0.353	0.907	25.79	225.40	8.70	15	VERIFIER
Rdc et 1 étage	26.294	4.62	0.481	0.895	30.62	198.72	6.489	15	VERIFIER
	25.91	4.62	0.481	0.895	30.62	195.81	6.39	15	VERIFIER
	28.636	4.62	0.481	0.895	30.62	216.41	7.06	15	VERIFIER

Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Zone	M_s Max Kn m	A_t ELU	ρ_1	B_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBSERVATION
1, 2 et 3 SS	14.011	3.39	0.353	0.907	25.79	142.40	5.521	15	VERIFIER

Rdc et 1 etage	14.471	4.62	0.481	0.895	30.62	109.36	3.571	15	VERIFIER
	13.469	3.39	0.353	0.907	25.79	101.79	3.946	15	VERIFIER
	22.752	4.62	0.481	0.895	30.62	171.95	5.615	15	VERIFIER

Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Zone	M_s Max Kn m	A_t ELU	ρ_1	B_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBSERVATION
1, 2 et 3 SS	6.958	3.39	0.502	0.893	31.51	85.12	2.70	15	VERIFIER
Rdc et 1 etage	9.454	3.39	0.502	0.893	31.51	115.66	3.67	15	VERIFIER
	11.751	4.62	0.684	0.880	37.99	107.04	2.817	15	VERIFIER
	12.295	4.62	0.684	0.880	37.99	112.005	2.948	15	VERIFIER

Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Zone	M_s Max Kn-m	A_t ELU	ρ_1	B_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBSERVATION
1, 2 et 3 SS	5.12	3.39	0.502	0.893	31.51	62.64	1.98	15	VERIFIER

RDC et 1 étage	7.523	3.39	0.502	0.893	31.51	92.03	2.92	15	VERIFIER
	9.816	3.39	0.502	0.893	31.51	120.09	3.811	15	VERIFIER
	10.212	6.03	0.893	0.741	23.22	84.64	3.64	15	VERIFIER

5.3. Etat limite de déformation

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 :

Y Calcul de la flèche Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS⇒

$$f = \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{320}{400} = 0.8 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETAB

$$f = 0.001 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{380}{400} = 0.95 \text{ cm}$$

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

- **Recommandations du RPA :** (zone IIa)

- **Armatures longitudinales :** (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40λ (zone IIa),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton ($0,8\% \times b \times h$) :

- Poteau (45x45) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$
- Poteau (30x30) : $A_{min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante sera de $4\% \times b \times h$

- Poteau (45x45) : $A_{max}=0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{max}=0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{max}=0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteau (30x30) : $A_{max}=0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

- Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- Poteau (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$
- Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

• **Conventions**

- **Efforts normaux :**
- $N > 0$ compression
- $N < 0$: traction

• **Ferraillage**

A_{sx} : armatures dans le sens xx.

A_{sy} : armatures suivant le sens yy.

- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU
 - Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ seront déterminées par ces formules :

$$N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{stn}$$

$$A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N \left(\frac{h}{\epsilon} - c - e_u \right)$$

		EFFORT		ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+Q	
Pot (1, 2, 3er SS)	Nmax	M2 corr	-	-1.629	-824.8	-1.186	-871.34	-3.15	-	-2.005	
		M3 corr	1133.79	1.877		1.394	-4.772	712.27	0.636		
	Nmin	M2 corr	-223.83	-8.504	163.96	-6.224	276.72	29.94	340.78	28.768	
		M3 corr		2.353		1.728		-1.556		-0.728	
	M2 max	N corr	-19.723	-495.83	-14.276	360.75	-33.731	-439.23	30.504	-374.32	
	M3 max	N corr	-17.7	-443.14	-12.905	322.92	-33.71	-342.17	32.735	-236.21	
er étage	Nmax	M2 corr	-991.87	-18.9	-662.98	13.696	-77.046	-5.485	679.17	-6.17	

		<i>M3 corr</i>		-5.973		-4.324		-7.895		-7.719		
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-172.8	-0.301	-126.4	-0.218	309.09	4.674	350.55	4.517		
		<i>M3 corr</i>		-3.583		-2.622		3.669		3.003		
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	-19.651	-734.16	-14.204	-	534.27	-52.263	-687.21	-	50.894	-603.28
	<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	-13.692	-618.59	-9.952	-	450.42	-33.792	-597.21	-	32.692	-443.17
2. 3 ET 4 ETAGE	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	689.13	0.331	-500.74	0.323	-562.18	-12.439	-	-	-11.945	
		<i>M3 corr</i>		-5.477		-3.963		-7.433		392.04	-5.962	
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	-59.4	0.112	-43.29	0.088	90.41	0.882	114.46	0.915		
		<i>M3 corr</i>		-3.75		-2.744		0.664		1.251		
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	14.384	-264.88	10.409	-	193.46	-38.398	-171.33	34.545	-107.5	
	<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	12.027	-218.22	8.75	-	159.15	34.645	-128.56	31.753	-78.78	
	<i>Nmax</i>	<i>M2 corr</i>	-302.38	-1.793	-219.22	-1.224	-241.66	-10.109	-	179.79	-2.581	
		<i>M3 corr</i>		-5.68		-4.117		-6.414			-8.949	
	<i>Nmin</i>	<i>M2 corr</i>	1.91	0	1.42	0	33.18	0.793	43.2	0.748		
		<i>M3 corr</i>		0		0		-0.161		0.4		
	<i>M2 max</i>	<i>N corr</i>	27.294	-52.11	19.792	-38.04	-30.203	-29.88	23.775	-63.32		
<i>M3 max</i>	<i>N corr</i>	16.048	-139.66	11.639	-	101.58	27.578	-89.32	23.461	-55.55		

VI-I-4-1 Exemple de calcul

❖ **Sens transversal (Selon le moment M_2) :**

S-sol : (45×45) :

$$N_{\max} = -1133.79 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = -1.629 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -340.78 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 28.768 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -439.23 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = -33.731 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Pour le N_{\max} et M_{corr}

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.629}{1133.79} \times 10^2 = 0.143 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 3 = 19.5 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{ enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$e = 0.143 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 19.5 \text{ cm}$$

➤ **Le calcul de :** $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42 \text{ m}$$

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = 1.629 + 1133.79 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 222.718 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 1133.79 - 222.718 = 355.31 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 899.16 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 355.31 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 899.16 \text{ KN.m}$$

=> SEC

➤ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.03) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 560.72 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 1133.79 - 222.718 = 355.318 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 355.31 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 560.72 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{SSA}$$

Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2**

➤ **Calcul des armatures**

Avec:
$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1133.79 \times (0.42 - 0.03) - 222.718}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = 0.666$$

$$A = \frac{1133.79 - 0.666 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 100}{34.8 \times 10^3} = 0.027$$

$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$

Et $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Niveau	section	sollicitation	N KN	M KN cm	e cm	$\frac{h}{2} - c$	Nature e	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm)	Choix (A _s)	Section adopté (cm ²)
1	45x45	$N_{m-M_{co}}$	1133.79	-162.9	0.143	19.5	SPC	0	1.42	16.2	2HA20+6HA16	18.34
1	45X45	$N_{m-M_{co}}$	340.78	2876.8	8.44	19.5	SEC	0	0	16.2	2HA20+6HA16	18.34
1	45X45	$N_{co-M_{max}}$	-439.23	3373.1	3.977	19.5	SEC	0	0	16.2	2HA20+6HA16	18.34
2	40X40	$N_{m-M_{co}}$	-911.87	-1890	2.072	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31
2	40X40	$N_{m-M_{co}}$	350.55	451.7	1.288	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31
2	40X40	$N_{co-M_{max}}$	-687.21	- 5226.3	7.605	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31
3	35X35	$N_{m-M_{co}}$	-689.13	33.1	0.048	14.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
3	35X35	$N_{m-M_{co}}$	114.46	91.5	0.79	14.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
3	35X35	$N_{co-M_{max}}$	-171.33	3839.8	22.41	14.5	SPC	0	0.88	9.8	4HA12+4HA14	10.67
4	30X30	$N_{m-M_{co}}$	-302.38	-179.3	0.592	12	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
4	30X30	$N_{m-M_{co}}$	43.2	74.8	1.73	12	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
4	30X30	$N_{co-M_{max}}$	-29.88	3020.3	101.08	12	SEC	0	2.51	7.2	8HA12	9.05

Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y) avec M3:

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.c m)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adopté (cm ²)
1	45X45	$N_{m-M_{co}}$	1133.79	187.7	1.40	19.5	SEC	0	0	16.2	2HA20+6HA16	18.34
1	45X45	$N_{m-M_{co}}$	340.78	-72.8	0.21	19.5	SEC	0	0	16.2	2HA20+6HA16	18.34
1	45X45	$N_{co-M_{max}}$	-342.17	-33.71	9.85	19.5	SEC	0	0	16.2	2HA20+6HA16	18.34
2	40X40	$N_{m-M_{co}}$	-911.87	-597.3	0.655	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31

2	40X40	$N_{m-M_{co}}$	350.55	300.3	0.856	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31
2	40X40	$N_{co-M_{max}}$	-597.21	-3379.2	5.65	17	SEC	0	0	12.8	8HA14	12.31
3	35X35	$N_{m-M_{co}}$	-689.13	-547.7	0.794	14.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
3	35X35	$N_{m-M_{co}}$	114.46	125.1	1.092	14.5	SEC	0	0	9.8	4HA12+4HA14	10.67
3	35X35	$N_{co-M_{max}}$	-128.56	3464.5	26.94	14.5	SPC	0	1.66	9.8	4HA12+4HA14	10.67
4	30X30	$N_{m-M_{co}}$	-302.38	-568	1.87	12	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
4	30X30	$N_{m-M_{co}}$	43.2	40	0.92	12	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
4	30X30	$N_{co-M_{max}}$	-89.32	2757.8	30.87	12	SPC	0	1.47	7.2	8HA12	9.05

VI-I-5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

VI-I-5-1 Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm$

Avec : Φ_1^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

VI-I-5-2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 8 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 8 \text{ cm}$

Avec : Φ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

VI-I-5-3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)

❖ **_____ Pour les HA20 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

❖ **Pour les HA16 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ **Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

❖ **Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

VI-I-5-4 La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

Φ : Diamètre maximale des armatures.

➤ **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

➤ **Pour les HA14 :** $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

➤ **Pour les HA12 :** $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

➤ **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 70.54 \text{ cm}$

➤ **On prend : $L_s = 80 \text{ cm}$**

VI-I-5-5 Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : (étage courant) $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

λ_g

$$\lambda_g \leq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.0055 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 8 = 1.98 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.0055 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 8 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.98 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.98 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{L} = 2 \times h = 2 \times 40 = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

$$\hat{h} = \max \{ 51.00, 45, 45, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : $h = 60 \text{ cm}$

VI-I-5-6 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

Selon **RPA99** : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.44 \geq 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.04$

$$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

❖ Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t$$

➤ Pour les poteaux du Entre-sol (45×40) :

- Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 17.64}{45 \times 40} \times 10 = 0.24 \text{ cm}^2$$

zone	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h (cm)	ρ_b	A_t (cm^2)	A_{ad}	S_t	τ_b MPa	\bar{z}_{bu} MPa	Obs
I	26.55	4.4 9	2.5	45	0.04	0.36	4HA8 = 2.01 cm^2	Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$	0.140	1	Vérifiée
II	21.65	4.7 6	2.5	40	0.04	0.33			0.146	1	Vérifiée
III	23.51	4.7 6	2.5	35	0.04	0.04 1			0.209	1	Vérifiée
	18.95	4.76				0.03			0.233	1	

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.55 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.42} = 0.140$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous

- **Zone courante $S_t = 15$ cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 17.64}{45 \times 40} \times 15 = 0.367 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous

zone	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h cm	ρ_b	A_t cm^2	$A_{a,d}$	S_t	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
I	26.5 5	4.4 9	2. 5	45	0.04	0.36	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone courante: $S_t = 15$ cm	0.140	1	Vérifiée
II	21.6 5	4.7 6	2. 5	40	0.04	0.33			0.146	1	Vérifiée
III	23.5 1	4.7 6	2. 5	35	0.04	0.04			0.209	1	Vérifiée
	18.9 5	4.7 6	2. 5	30	0.04	0.03			0.233	1	Vérifiée

VI-I-6 Vérification à l'ELS:

VI-I-6-1 Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC:

- ❖ **Poteaux longitudinaux :**

ZONE	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (cm)	h/ 6 (cm)	Nature	σ_{bsu} (MPa)	σ_{bin} (MPa)	σ_{su} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
I	(45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	-824.8	- 1.18 6	0.1 43	7. 5	SEC	3.79	3.6 6	56. 8	55.1	15	34 8	véri fiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-163.96	- 6.22 4	3.7 9	7. 5	SEC	1.08	0.4	15. 5	6.71	15	34 8	véri fiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-360.75	- 14.2 76	3.9 5	7. 5	SEC	2.41	0.8 5	34. 6	14.3	15	34 8	véri fiée
II	(40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-662.98	- 13.6 96	2.0 6	6. 67	SEC	4.89	2.7 3	71	43.4	15	34 8	véri fiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-126.5	- 0.21 8	0.1 72	6. 67	SEC	0.74	0.7 1	11. 1	10.7	15	34 8	véri fiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-534.27	- 14.2 04	2.6 5	6. 67	SEC	4.19	1.9 5	60. 4	31.8	15	34 8	véri fiée
III	(35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-500.74	 0.32 3	0.0 64	5. 83	SEC	3.78	3.7	56. 6	55.6	15	34 8	véri fiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-43.29	- 0.08 8	0.2 0	5. 83	SEC	0.33	0.3 1	4.9 8	4.72	15	34 8	véri fiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-193.46	- 10.4 09	5.3 8	5. 83	SPC	2.67	0.2 2	36. 9	6.48	15	34 8	véri fiée
III	(30x30)	$N_{max}-M_{corr}$	-219.22	- 1.22 4	0.0 .55	5	SEC	2.41	1.9 6	35. 5	30.1	15	34 8	véri fiée
		$N_{min}-M_{corr}$	0.02	0	0	5	SEC	0	0.0	0	0	15	34 8	véri fiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-60.44	- 13.7 4	22. 73	5	SPC	4.3	0.0 0	47. 6	- 87.2	15	34 8	véri fiée

Poteaux transversaux

ZONE	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (c m)	$h/6$ (c m)	Nature	σ_{bsu} (MPa)	σ_{bin} (MPa)	σ_{su} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
I	(45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	-824.8	1.394	0.169	7.5	SEC	3.81	3.65	56.9	55	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-163.96	1.728	1.05	7.5	SEC	0.84	0.65	12.3	9.9	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-322.92	-12.905	3.99	7.5	SEC	2.16	0.76	31	12.8	15	348	vérifiée
II	(40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-662.98	-4.324	0.652	6.67	SEC	4.15	3.47	61.6	52.8	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-126.5	-2.622	2.07	6.67	SEC	0.93	0.52	13.5	8.27	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-450.42	-9.952	0.79	6.67	SEC	3.38	1.81	48.9	28.8	15	348	vérifiée
III	(35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-500.74	-3.963	0.79	5.83	SEC	4.21	3.27	61.9	50.3	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	-43.29	-2.744	6.33	5.83	SEC	0.65	0	8.85	0.84	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-159.15	8.759	5.49	5.83	SPC	2.22	0.16	30.6	5.06	15	348	vérifiée
III	(30x30)	$N_{max}-M_{corr}$	-219.22	-4.117	1.87	5	SEC	2.94	1.44	41.8	23.8	15	348	vérifiée
		$N_{min}-M_{corr}$	0.02	0	0	5	SEC	0	0.0	0	0	15	348	vérifiée
		$N_{corr}-M_{max}$	-101.58	11.639	11.45	5	SPC	3.59	0.0	44.8	-27.8	15	348	vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** Aucune vérification a effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

I- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : RDC, et 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage
- Zone III : 5^{ème}, et 6^{ème} étage

I-1- 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 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

I-2- Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

- Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

II-1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

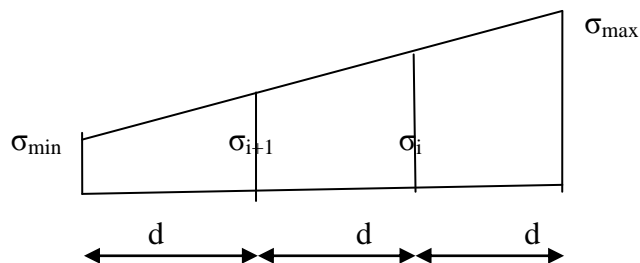
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

II-1-1- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

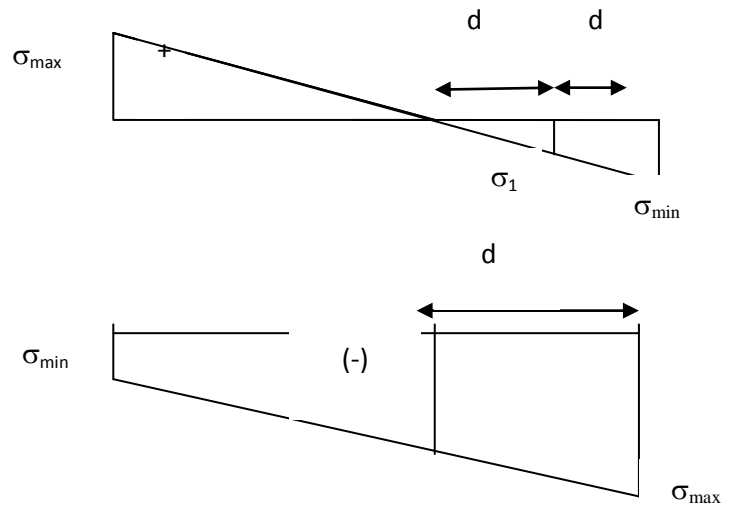
e : épaisseur du voile.



II-1-2- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



II-1-3- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

II-2- Détermination des armatures :

II-2-1- Pour une section entièrement comprimée :

II-2-1-1- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

II-2-1-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

II-2-2- Pour une section entièrement tendue :

II-2-2-1- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (contrainte de l'acier).

II-2-2-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

II-2-3- Section partiellement comprimée :

II-2-3-1- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348$ MPa (contrainte de l'acier).

II-2-3-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

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.

II-2-3-3- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

II-2-3-4- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

III- Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

III-1- Ferrailage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : **B** : section du béton.

IV- Disposition constructives :

IV-1- Espacement constructive :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 \times e$
 - $S_t \leq 30cm$
- (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Avec : **e** : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

IV- 2- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

➤ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

➤ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV-3- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V - Vérification :

V -1- Vérification à L'ELS :

V -1-1- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

V -1-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

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

VI - Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT12 de la zone une :

$$L = 3.80 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.76 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 2335.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4859.75 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.23 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 1.23 \Rightarrow L_t = L - L_c = 2.57 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : d = 1.283 m

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 2433.65 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 611.88 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 312.23 \text{ KN}$$

VI-1- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 23.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 7.80 \text{ cm}^2$$

VI-1-1- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B_1 \right) = \max \left(\frac{128.3 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 20 \times 128.3 \right) = 13.47 \text{ cm}^2.$$

Soit : 8HA14 = 12.31 cm²/nappe/bande, avec: S_t = 16.03 cm

5HA14 = 7.70 cm²/nappe/bande, avec: S_t = 25.66 cm

VI-1-2- Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_V}{4} \cdot 0.15\% B_1 \right) = \max \left(\frac{23.39 + 7.80}{4}; 0.0015 \times 128.3 \times 20 \right) = \{7.79; 3.84\}$$

A_H = 7.79 cm²/nappe → 11HA10 = 8.58 cm².

L'espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm})$$

On prend: S_t = 20 cm

VI-1-3- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

VI-2- Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{82.51 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3420} = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 82.51 \times 10}{20 \times 0.9 \times 342} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 0.187 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-3- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1319.13 \times 10^1}{20 \times 380 + 15 \times 16.03 \times 2} = 1.63 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.63 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII - Ferraillage des voiles :

VII -1- les voiles transversaux

VOILE T1 ET T2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.8	3.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.76	0.76	0.76	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2335.52	1323.16	1729.92	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4859.75	-2796.58	-1770.63	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	82.51	96.05	69.98	
	L _t (m)	2.57	2.58	1.92	
	L _c (m)	1.23	1.22	1.88	
	d (m)	1.283	1.290	0.961	
	σ_1 [KN/m ²]	2429.875	1398.290	885.315	
	N (kN)	N ₁	935.46	541.04	255.25
		N ₂	311.820	180.347	85.083
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.39	13.53	6.38
		A _{v2}	7.80	4.51	2.13
	A _{vj} (cm ²)		3.18	3.70	2.69
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	24.18	14.45	7.05
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.80	5.43	2.80
	A _{min} (cm ²)		13.47	13.54	10.09
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.62	15.84	11.3
Bonde 2		24.88	22.62	22.62	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*8HA14	2*7HA12	2*5HA12
		Bonde 2	2*11HA12	2*10HA12	2*10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	25 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7.70	7.74	5.77
	A _H /nappe (cm ²)		6.16	3.96	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	6HA10	8HA10
ep =20cm		(A=6.28cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=6.28cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.121	0.140	0.102

		τ_b (MPa)	0.169	0.197	0.143
	ELS	N_s (kN)	-1319.18	-1609.21	-1609.21
		σ_b (MPa)	-1.6E+00	-2.0E+00	-2.0E+00

VOILE VT 3 4 :

		Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.9	1.9	1.9	
	e (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m)		0.38	0.38	0.38	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		1806.61	3241.98	4521.83	
	σ_{min} [KN/m ²]		-3993.74	-4943.34	-6287.42	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)		13.47	69.98	96.05	
	L_t (m)		1.31	1.15	1.11	
	L_c (m)		0.59	0.75	0.79	
	d (m)		0.654	0.574	0.553	
	σ_1 [KN/m ²]		1996.870	2471.670	3143.710	
	N (kN)	N_1		391.85	425.42	521.15
		N_2		130.617	141.807	173.717
	A_v (cm ²)	A_{v1}		9.80	10.64	13.03
		A_{v2}		3.27	3.55	4.34
	A_{vj} (cm ²)		0.52	2.69	3.70	
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$		9.93	11.31	13.95
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$		3.27	4.22	5.27
	A_{min} (cm ²)		6.87	6.02	5.80	
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1		11.3	11.31	15.84
		Bonde 2		11.3	11.3	11.3
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2*5HA12	2*7HA12	
		Bonde 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	10cm	
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm	
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.92	3.44	3.32	
	A_H /nappe (cm ²)		2.83	2.83	3.96	
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA10	4HA10	6HA10	
ep =20cm		(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)	(A=4.71cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.039	0.205	0.281	

		τ_b (MPa)	0.055	0.286	0.393
		N_s (kN)	-842.86	-1609.21	-1609.21
	ELS	σ_b (MPa)	-2.1E+00	-4.0E+00	-3.9E+00

VOILE VT 5 6 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1276.24	733.37	1852.34	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2974.86	-2279.4	-2194.74	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	-78.22	96.05	96.05	
	L_t (m)	1.40	1.51	1.08	
	L_c (m)	0.60	0.49	0.92	
	d (m)	0.700	0.757	0.542	
	σ_1 [KN/m ²]	1487.430	1139.700	1097.370	
	N (kN)	N_1	312.26	258.68	178.53
		N_2	104.088	86.227	59.511
	A_v (cm ²)	A_{v1}	7.81	6.47	4.46
		A_{v2}	2.60	2.16	1.49
	A_{vj} (cm ²)		-3.01	3.70	3.70
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	7.05	7.39	5.39
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	2.60	3.08	2.41
	A_{min} (cm ²)		7.35	7.94	5.69
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	9.04	9.04	9.04
Bonde 2		11.3	11.3	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
		Bonde 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	S_t (cm)	Bonde1	20 cm	20 cm	20cm
		Bonde 2	22 cm	22cm	22cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande		4.20	4.54	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		2.26	2.26	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA10	3HA10	3HA10
ep =20cm		(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	-0.217	0.267	0.267

		τ_b (MPa)	-0.304	0.374	0.374
		N_s (kN)	-724.79	-1609.21	-1609.21
	ELS	σ_b (MPa)	-1.7E+00	-3.8E+00	-3.8E+00

Voile VL 7 8 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.64	0.64	0.64	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1992.87	1439.51	2995.63	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5966.69	-3338.76	-3114.29	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	135.63	135.63	135.63	
	L _t (m)	2.40	2.24	1.63	
	L _c (m)	0.80	0.96	1.57	
	d (m)	1.199	1.118	0.816	
	σ_1 [KN/m ²]	2983.345	1669.380	1557.145	
	N (kN)	N ₁	1073.47	559.90	380.97
		N ₂	357.823	186.634	126.991
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26.84	14.00	9.52
		A _{v2}	8.95	4.67	3.17
	A _{vj} (cm ²)		5.22	5.22	5.22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	28.14	15.30	10.83
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8.95	5.97	4.48
	A _{min} (cm ²)		12.59	11.74	8.56
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	30.78	15.84	15.84
Bonde 2		22.62	22.62	9.24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*10HA14	2*7HA12	2*7HA12
		Bonde 2	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	13 cm	19cm	19cm
		Bonde 2	22cm	22cm	22cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.20	6.71	4.89
	A _H /nappe (cm ²)		7.70	3.85	3.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	5HA10	4HA10
ep =20cm		(A=7.85cm ²)	(A=3.93cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.235	0.235	0.235
		τ_b (MPa)	0.330	0.330	0.330
	ELS	N _s (kN)	-1624.09	-1624.09	-1624.09
σ_b (MPa)		-2.3E+00	-2.4E+00	-2.4E+00	

VOILE VL9 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.7	1.7		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.34	0.34	0.34		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1626	598.35	427.6		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3720.46	-1900.53	-1136.39		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	-2.46	135.63	98.65		
	L _t (m)	1.18	1.29	1.24		
	L _c (m)	0.52	0.41	0.46		
	d (m)	0.591	0.646	0.618		
	σ_1 [KN/m ²]	1860.230	950.265	568.195		
	N (kN)	N ₁	330.09	184.30	105.28	
		N ₂	110.031	61.432	35.092	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.25	4.61	2.63	
		A _{v2}	2.75	1.54	0.88	
	A _{vj} (cm ²)		-0.09	5.22	3.80	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.23	5.91	3.58	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.75	2.84	1.83	
	A _{min} (cm ²)		6.21	6.79	6.48	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.04	9.04	9.04	
		Bonde 2	13.56	13.56	13.56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
			Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
S _t (cm)		Bonde1	19cm	19cm	19cm	
		Bonde 2	22cm	22cm	22cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.55	3.88	3.71		
A _H /nappe (cm ²)		2.26	2.26	1.70		
Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA10	3HA10	3HA10		
ep =20cm		(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	-0.008	0.443	0.322	
		τ_b (MPa)	-0.011	0.621	0.451	
ELS	N _s (kN)	-516.42	-1624.09	-1624.09		

		$\sigma_b(\text{MPa})$	-1.4E+00	-4.4E+00	-4.5E+00
--	--	------------------------	----------	----------	----------

I- Etude du voile plaque :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

II - Pré dimensionnement du voile périphérique :

(Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

II -1- Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

II - 2- Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

II -3- Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.543$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 2.89 \text{ m}$$

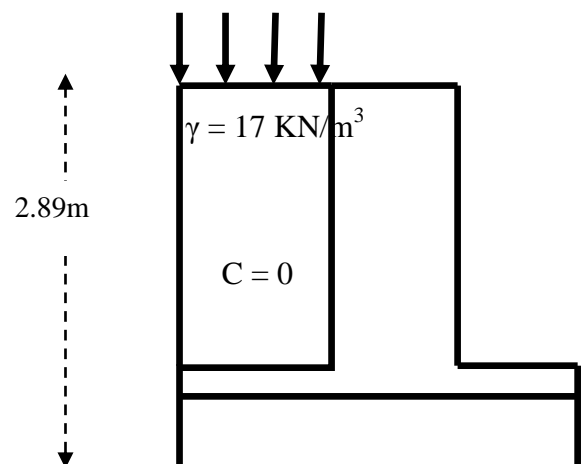


Schéma de voile de soutènement

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,543 = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,543 \times (1,35 \times 17 \times 2.89 + 1,5 \times 10) = 44.15 \text{ KN/m}^2$$

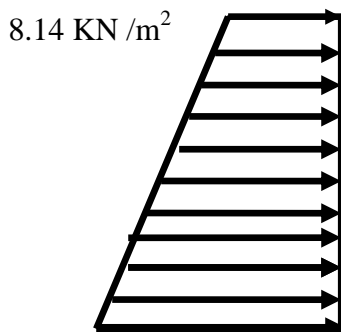
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,543 \times 10 = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

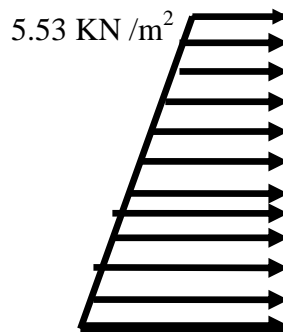
$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,543 (10 + 17 \times 2.89) = 32.10 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



58.98 KN/m²

ELU



43.09 KN/m²

ELS

II-3-1- Charges moyennes :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44.15 + 8.14}{4} = 35.14 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32.10 + 5.53}{4} = 25.45 \text{ KN/ml}$$

II-3-2- Ferraillage du voile plaque :

II-3-2-1- Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

II-3-2-2 - Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

II-3-2-3- Identification des panneaux :

$$l_x = 2.89m$$

$$l_y = 3.80 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.89}{3.80} = 0,76; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

II-3-2-4- Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0542 \times 35.14 \times 2.89^2 = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,525 \times 17.90 = 9.399 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x- x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 17.90 = 8.95 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 17.90 = 15.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 9.399 = 4.699 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 9.399 = 7.989 \text{ KN.m}$$

II-3-2-5- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0674 \\ \mu_y = 0,657 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x ql_x^2 = 0,0674 \times 25.45 \times 2.89^2 = 14.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,657 \times 14.32 = 9.40 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 14.32 = 7.16 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 14.32 = 12.172 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 9.40 = 4.7 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 9.40 = 7.99 \text{ KN.m}$$

II-4- Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	8.95	0.019	0.392	SSA	0.990	1.44	2.00	5HA12 = 5.65	20
	Travée	15.21	0.033	0.392	SSA	0.983	2.47	2.00	5HA12 = 5.65	20
YY	Appuis	4.699	0.010	0.392	SSA	0.995	0.75	2.00	5HA12 = 5.65	20
	travée	7.989	0.017	0.392	SSA	0.991	1.28	2.00	5HA12 = 5.65	20

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

II-4-1- Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

II -5 - Vérification à l'ELS :

II -5-1- Vérification des contraintes :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha = \frac{\gamma}{d}$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	Appui	8.95	7.16	1.25	0.0694	0.375	vérifiée
	Travée	15.21	12.172	1.24	0.0688	0.37	vérifiée
Sens y - y	appui	4.699	4.7	0.99	0.055	0.245	vérifiée
	travée	7.989	7.99	0.99	0.055	0.245	vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

X-5-2- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_s}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{289} = 0.069 > \frac{M_s}{20 M_U} = \frac{7.16}{20 \times 11.53} = 0.0310 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2.47}{100 \times 18} = 0.00137 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Etudié par :
AMMOUR Naima

Dirigé par :
M^r MANSOURI

**Fig. III.I.6:Ferraillage
du mur plaque**

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

V-1 Caractéristique de la structure

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

V-2 Vérification de la période :

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

Avec : **C_T = 0.05**

❖ Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 33.15^{3/4} = \mathbf{0.690 \text{ sec.}}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.690 = \mathbf{0.897 \text{ sec}} > T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0.82 \text{ sec}}$ condition vérifiée.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.827286	57.39	0.4733	0	57.39	0.4733	0
2	0.763554	0.4856	55.6094	0	57.8756	56.0826	0
3	0.724893	0.0072	0.417	0	57.8828	56.4997	0
4	0.216619	14.2917	1.8756	0	72.1745	58.3752	0
5	0.208985	1.8022	14.2884	0	73.9767	72.6636	0
6	0.196858	0.0856	0.4217	0	74.0623	73.0853	0
7	0.155263	4.1368	0.0012	0	78.1991	73.0865	0
8	0.100593	0.2883	12.3168	0	78.4874	85.4033	0
9	0.091332	3.4306	0.2284	0	81.918	85.6317	0
10	0.089388	6.0757	0.0885	0	87.9937	85.7201	0
11	0.065346	0.0267	7.6677	0	88.0203	93.3878	0
12	0.058001	0.7395	0.0007	0	88.7599	93.3885	0
13	0.054086	4.6671	0,1343	0	93.4269	93.5228	0

Tableau V -1 Période et participation massique :

V-3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

- ❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. P_x = 0.00**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. P_y = 0.00**

➤ **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**
- . La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction**Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée p_q= 0.05

➤ **Condition de régularité en élévation :**



- **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003**.

Critère (q)	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

Tableau V-2 Valeur des pénalités

$$Q=1+\sum 6q =1+0.05 = 1.05$$

- ❖ **Détermination des coefficients : R, A, D et W :**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau **(4.3 de RPA 99)** en fonction du système de contreventement.

- **Etude de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version **9.1.4**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4.6064	0
End Point	30.4663	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.9299	5.735	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	936.4219	68.8122	52.0281
Moment	0.	0.	0.	1147.5528	19760.1234	3024.5253

Close Refresh

Figure V-1- : donnant le type de contreventement

• **Sens x-x :**

Effort reprise par les portiques : **10,71 %**

Effort reprise par les voiles : **89,81%**

• **Sens y-y :**

Effort reprise par les portiques : **9,416%**

Effort reprise par les voiles : **94,61%**

• **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voile.**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : IIa.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η »
- La période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D = 1,183} \leq \mathbf{2.5}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **ferme** (site2) **T₂ = 0.4 second** .

η : Le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ε (%) : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau **(4.2 RPA/99)**..... ε (%) = **10 %**.

$\eta = 0.76 > 0.70$ **vérifié**.

T : La période fondamentale de la structure.

T = C_Th_N^{3/4} . **(La formule empirique (4-6) du RPA.)** En second.

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33,15 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du **système de contreventement**, du type de **remplissage** et donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

❖ Les valeurs de **A, D, R, C_T** et **T** sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.183	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité	1.05	Formule 4.4

W : Le poids total de la structure déterminé par **l'ETABS 9.1.4**.

$$W = 16358.467 \text{ KN.}$$

➤ **Application numérique :**

$$V_x = V_y = 1831.873 \text{ KN}$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :**

$$\begin{cases} V_x = 936.48 \text{ KN} \\ V_y = 1000.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 936.48 \text{ kN} > 80\% V_x = 487.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1000.48 \text{ kN} > 80\% V_y = 487.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}}$... l'article **4.3.6** du RPA99 version 2003 **est vérifié**.

V-4 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par de modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **90 %** au moins de la

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.827286	57.39	0.4733	0	57.39	0.4733	0
2	0.763554	0.4856	55.6094	0	57.8756	56.0826	0
3	0.724893	0.0072	0.417	0	57.8828	56.4997	0
4	0.216619	14.2917	1.8756	0	72.1745	58.3752	0
5	0.208985	1.8022	14.2884	0	73.9767	72.6636	0
6	0.196858	0.0856	0.4217	0	74.0623	73.0853	0
7	0.155263	4.1368	0.0012	0	78.1991	73.0865	0
8	0.100593	0.2883	12.3168	0	78.4874	85.4033	0
	0.091332	3.4306	0.2284	0	81.918	85.6317	0
	0.089388	6.0757	0.0885	0	87.9937	85.7201	0
	0.065346	0.0267	7.6677	0	88.0203	93.3878	0
	0.058001	0.7395	0.0007	0	88.7599	93.3885	0

Tableau V-3 Participation massique.

Le mode fondamentale est un mode de **translation** suivant **X** avec une mobilisation de **68.566%** et une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse **67.788%**.

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment, d'où la condition de **RPA** est **vérifiée**.

V-5 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X.$$

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_Y.$$

Avec: C_M : Le centre de masse.

C_R : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L_X.$

Story	Diaphragme	C_M	XCR	cm-cr	5 % L_x	Condition
STORY1	D1	9.483	9.237	0.246	0.955	Vérifiée
STORY2	D2	9.494	9.47	0.024	0.955	Vérifiée
STORY3	D3	9.388	9.715	-0.327	0.955	Vérifiée
STORY4	D4	9.366	9.579	-0.213	0.955	Vérifiée
STORY5	D5	9.286	9.335	-0.049	0.955	Vérifiée
STORY6	D6	9.342	9.397	-0.055	0.955	Vérifiée
STORY7	D7	9.341	9.426	-0.085	0.955	Vérifiée
STORY8	D8	9.341	9.447	-0.106	0.955	Vérifiée
STORY9	D9	9.349	9.471	-0.122	0.955	Vérifiée
STORY10	D10	9.42	9.498	-0.078	0.955	Vérifiée

Tableau V-4- Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y.$$

Story	Diaphragme	C _M	YCR	CM-CR	5 % L _y	Condition
STORY1	D1	7.173	4.6	2.573	0.7025	vérifiée
STORY2	D2	7.173	4.055	3.118	0.7025	vérifiée
STORY3	D3	7.408	3.653	3.755	0.7025	vérifiée
STORY4	D4	7.805	5.547	2.258	0.7025	vérifié
STORY5	D5	7.317	6.675	0.642	0.77	vérifiée
STORY6	D6	7.299	7.094	0.205	0.77	vérifiée
STORY7	D7	7.297	7.287	0.01	0.77	vérifiée
STORY8	D8	7.295	7.387	-0.092	0.77	Vérifiée
STORY9	D9	7.284	7.465	-0.181	0.77	Vérifiée
STORY10	D10	7.457	7.56	-0.103	0.77	Vérifiée

Tableau V-5 Excentricité suivant Y-Y

V-6 Déplacement relatifs :

D'après le **RPA 99** (article **5.10**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Suivant E_x :

niveau	UX	$\delta_K - \delta_{K-1}$ (μ)	δ relative (m)	condition
10	0.0143	0.0021	0.0306	Vérifié
9	0.0122	0.0021	0.0306	Vérifié
8	0.0101	0.0021	0.0306	Vérifié
7	0.008	0.0021	0.0306	Vérifié
6	0.0059	0.0019	0.0306	Vérifié
5	0.004	0.0016	0.0306	Vérifié
4	0.0024	0.0013	0.0306	Vérifié
3	0.0011	0.0006	0.0289	Vérifié
2	0.0005	0.0003	0.0289	Vérifié
1	0.0002	0.0002	0.0289	Vérifié

Suivant E_y :

niveau	UY		δ relative (m)	condition
10	0.0129	0.0018	0.0306	Vérifiée
9	0.0111	0.0019	0.0306	Vérifiée
8	0.0092	0.002	0.0306	Vérifiée
7	0.0072	0.002	0.0306	Vérifiée
6	0.0052	0.0018	0.0306	Vérifiée
5	0.0034	0.0016	0.0306	Vérifiée
4	0.0018	0.0011	0.0306	Vérifiée
3	0.0007	0.0003	0.0289	Vérifiée
2	0.0004	0.0003	0.0289	Vérifiée
1	0.0001	0.0001	0.0289	Vérifiée

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

V-7 Déplacement maximale :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : H_T : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant E_x :

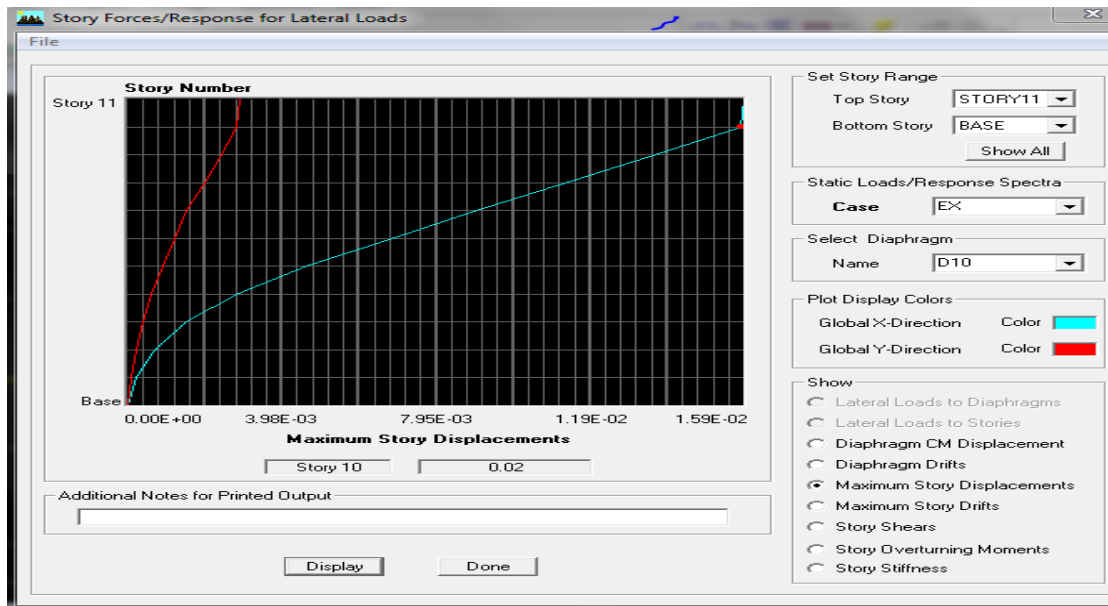


Figure V-2 Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\text{Max}} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33.15}{500} = 0.0663 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant E_y :

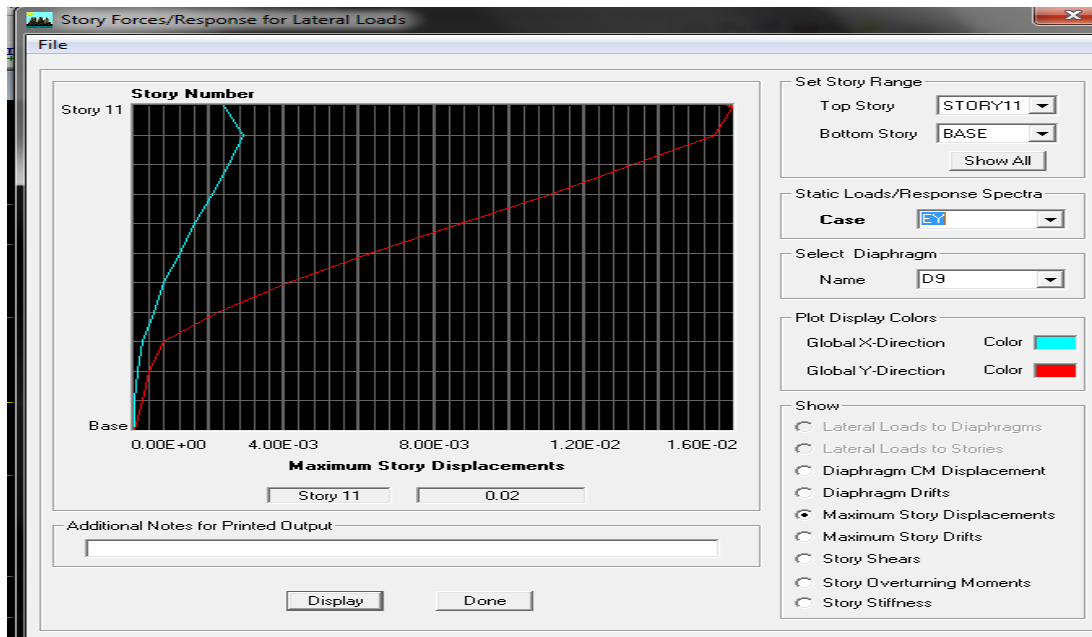


Figure V-3 Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\text{Max}} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33.15}{500} = 0.0663 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

0.10 < θ_k < 0.20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Avec : P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_K : Hauteur de l'étage 'K'.

❖ **REMARQUE :**

Puisque les coefficients **$\theta_k < 0.1$** pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

❖ **Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.