

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

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

THEME

***Etude d'un bâtiment (R+8 + Charpente en bois) à usage
d'habitation, à ossatures mixtes contreventé par voiles
avec l'application d'ETABS***



Dirigé par : M^{elle} CHERIFI

***Etudié par: M^r AMOKRANE SALEM
M^r AIT ENNECER LYAZID
M^{elle} ZERIFI ZOULIKHA***

Année 2012/2013

REMERCIEMENT



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

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M^{me} : CHERIFI pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL

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

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

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Sommaire

INTRODUCTION

<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage	1
<u>Chapitre II</u> : Pré dimensionnement des éléments.....	9
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments.....	22
• III-1-Plancher.....	22
• III-2-Charpente.....	38
• III-3- Escalier	51
• III-4- Balcon	72
• III-5- Acrotère.....	77
<u>Chapitre IV</u> : Présentation de l'ETABS.....	84
<u>Chapitre V</u> : Vérification du RPA.....	111
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des poteaux	123
<u>Chapitre VII</u> : Ferrailage des poutres	136
<u>Chapitre VIII</u> : Ferrailage des voiles	150
<u>Chapitre IX</u> : Étude de l'infrastructure.....	161
Conclusion	

INTRODUCTION GENERALE

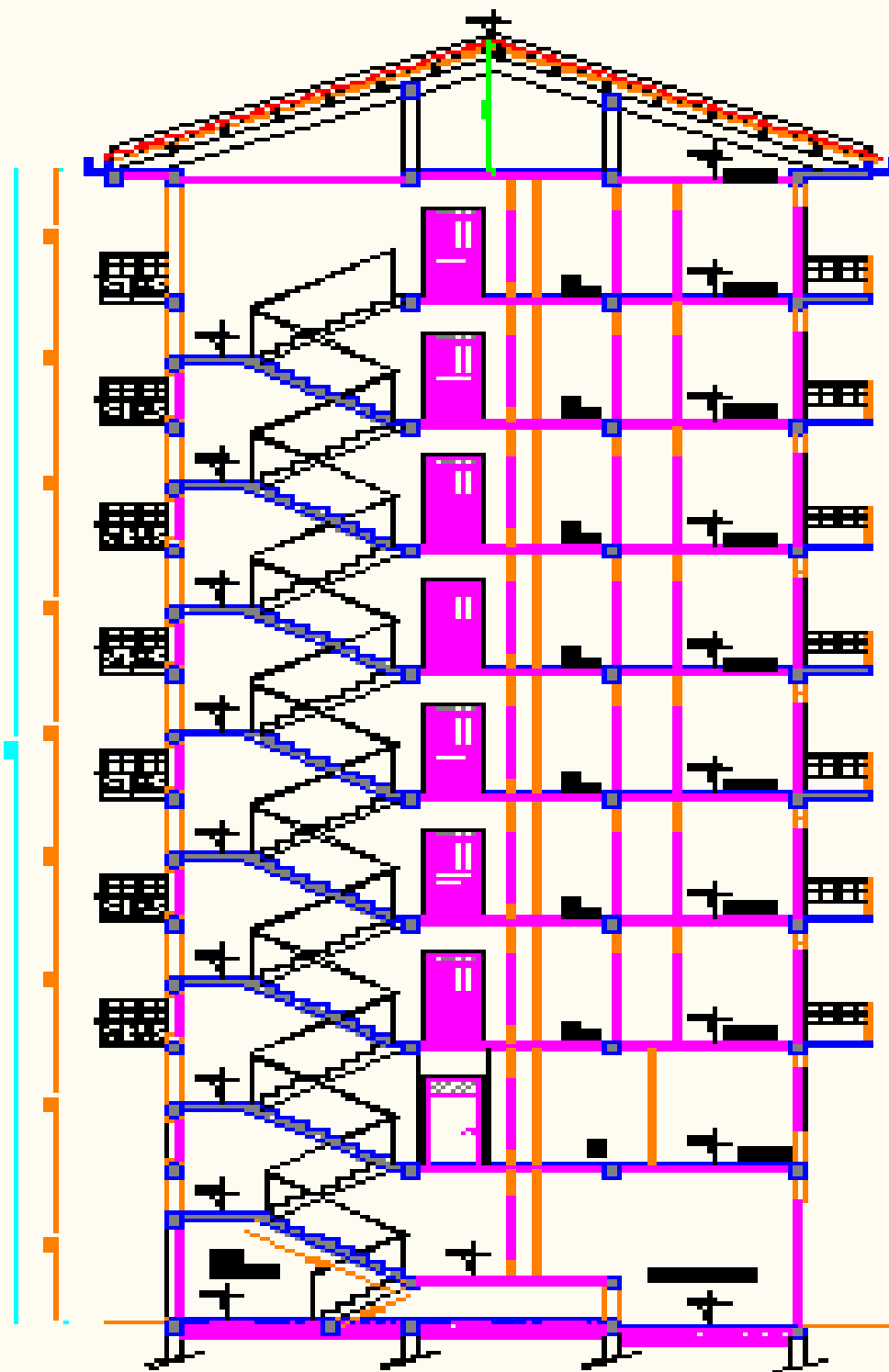
L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 8 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles.

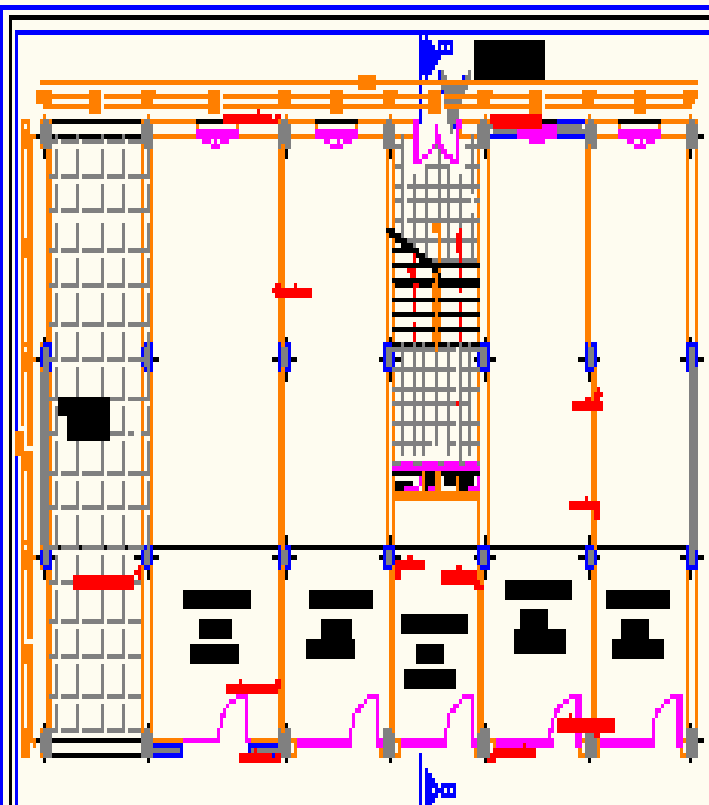
Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes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



FACADE PRINCIPALE



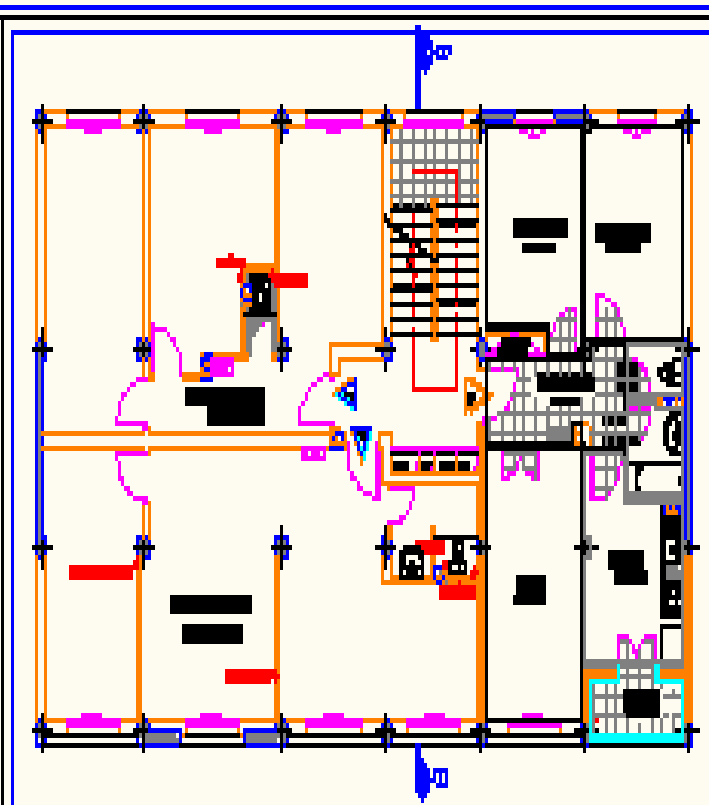
COUPE BB



Ech: 1/50

PLAN DU RDC

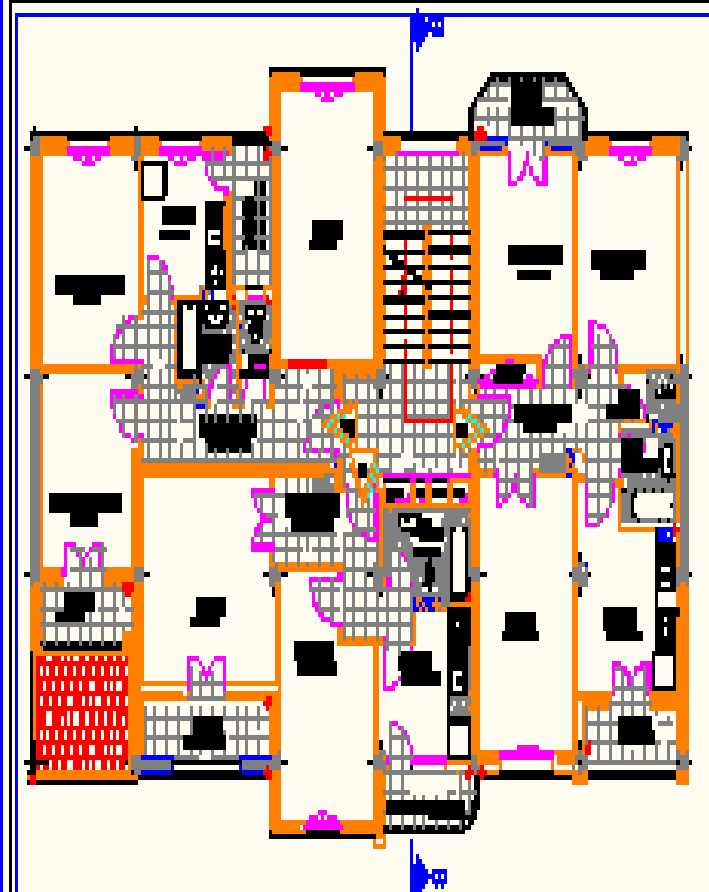
BLOC B'



Ech: 1/50

PLAN DU 1er ETAGE

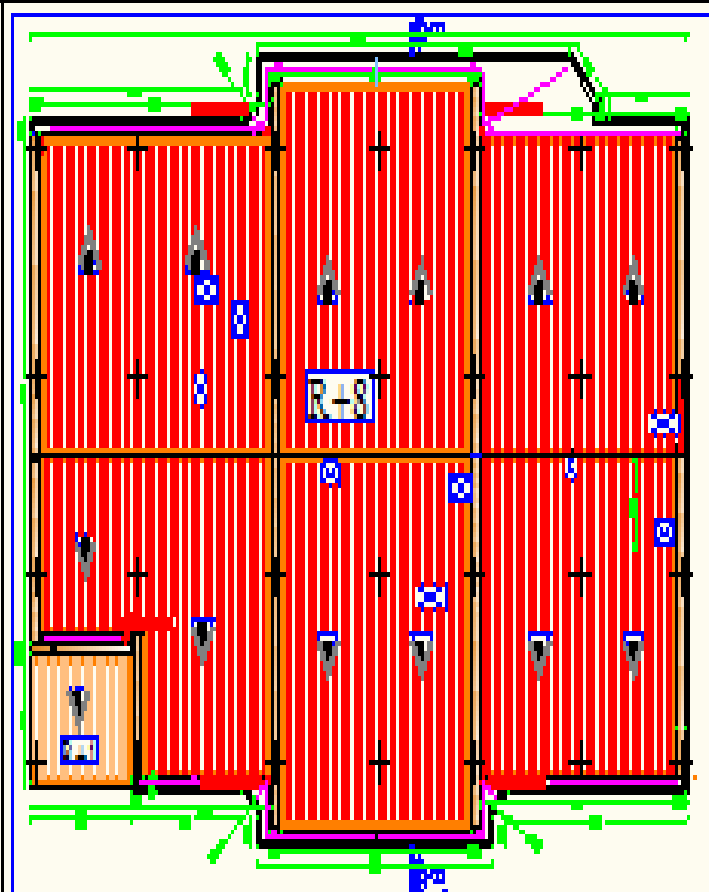
BLOC B'



Ech: 1/50

PLAN DE L'ETAGE COURANT

BLOC B'



Ech: 1/50

PLAN DE TOITURE

BLOC B'

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

I-1: Présentation générale:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+8) à usage multiple (commerces et habitation); ce bâtiment est situé à FREHA (Tizi ousou) classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

Le bâtiment est implanté dans un site meuble, formé d'argile brune et verdâtre, et des petits lits de gré, cette formation constitue l'essentiel de la sédimentation de la dépression de FREHA.

Ce projet de fin d'étude s'intitule: « **Calcul d'un bâtiment (R+8) à usage multiples** ».

I-2: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur totale du Bâtiment : **20,00 m**
- largeur totale du bâtiment : **11,90 m**
- hauteur totale du bâtiment : **31,42 m**
- hauteur du RDC : **3,80 m**
- hauteur d'étage : **3,06 m**

I-3- Les éléments de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après:

1-L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- ❖ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et Verticales (séismes,... etc.)

2-Les planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Ses deux fonctions principales sont :

- ❖ Une fonction de résistance mécanique, autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- ❖ Une fonction d'isolation acoustique et thermique, qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

3-Les escaliers :

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

4-Balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalles pleines.

5 -Acrotère

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

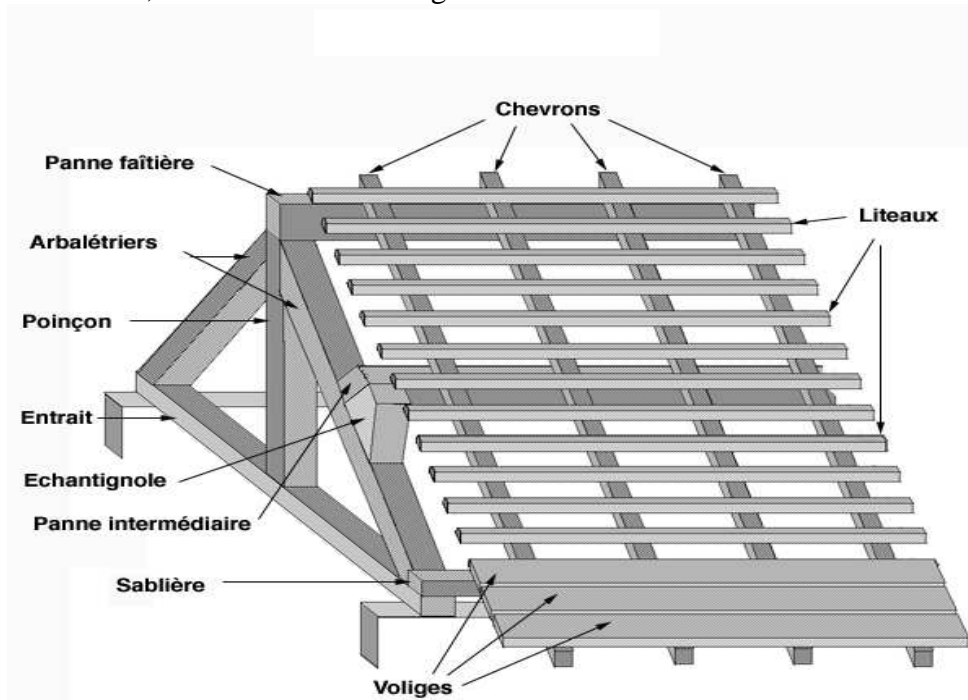
6-Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs** : seront en double cloison en brique de **10 cm** d'épaisseur.
- **Les murs de séparations intérieurs** : seront réalisés en simple cloison en brique creuse de **10 cm**.

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

7- Toiture :

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



8-Revêtement :

Ils seront réalisés :

- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers ;
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade ;
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

9- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

10- Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I-4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1 : Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment, et de la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m³ de béton, est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400 kg \ m³
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **fc28**.

La sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera : **fc28 = 25 MPa**

b) La résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$D'où : f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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)

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa. (BAEL 91, art A.2.1, 21)}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

• Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa, (BAEL 91, art A.2.1,22)}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

d) Module de déformation transversale :

Sa formule est :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson ν :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- $\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

e) Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- **Etats limites ultimes :**

Correspond à la limite :

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

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

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

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales et

= 1,15 pour les combinaisons accidentelles

Avec : γ_b : coefficient de sécurité ;

et : θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures,

= 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

= 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

❖ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :

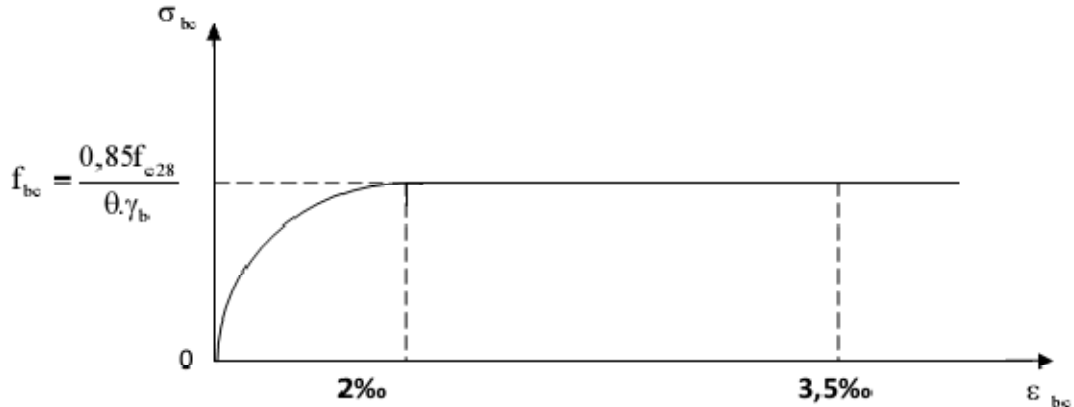


Figure 1 : diagramme "contrainte - déformation"

Remarque : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.
 $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

- **Etats limites de services :**

Ce sont les états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Diagramme "contrainte - déformation"

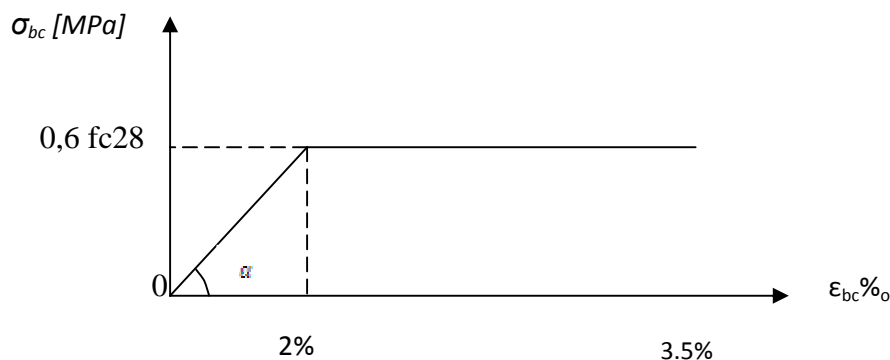


Figure 2 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

➤ **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\mu} = \frac{v_{\mu}}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

- v_μ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.
 b_0 : Largeur de la section cisailée.
 d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

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

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

I-4-2 Acier :

a) Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$

c) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

d) Contraintes limites :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec: σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

- _ $\gamma_s = 1,15$ situation durable
- _ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

1) **fissuration peu nuisible** [BAEL91/A.4.5,32]: aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

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

2) **Fissuration préjudiciable** [BAEL91/A.4.5,33]: c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

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

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

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

Ou η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les HA } 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

Diagramme contrainte déformation

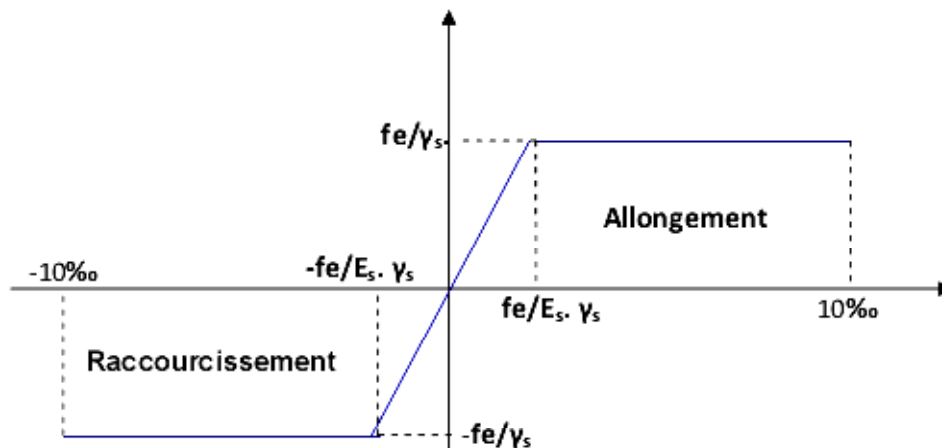


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation.

Figure 3 : diagramme "contrainte - déformation"

3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage c des armatures soit au moins égale à :

- ❖ $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ❖ $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- ❖ $c \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1 Planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22.5}$$

avec :

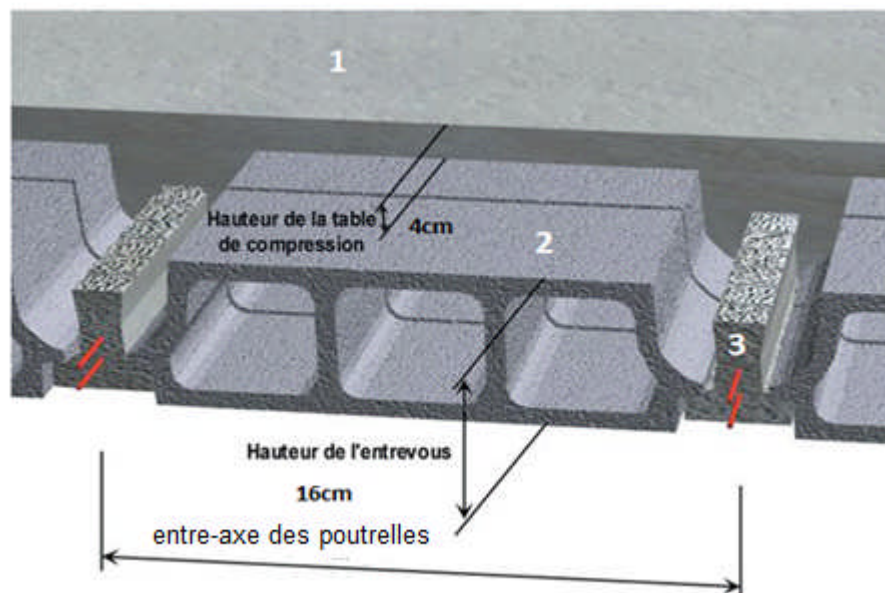
h_{tp} : hauteur totale du plancher.

L : longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L = 390 \text{ cm} \Rightarrow h_{tp} = 17.33 \text{ cm}$

Conclusion :

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.



1:Dalle de compression

2:Corps creux

3:Poutrelle

II-1-2 Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- **Hauteur:** $L/15 \leq h_t \leq L/10$

avec, L : la portée libre de la poutre

- **Largeur:** $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

a) Poutres principales:

Hauteur :

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

$$(420-30)/15 \leq h_t \leq (420-30)/10$$

$$26 \leq h_t \leq 39$$

On prend: **ht = 35 cm**

Largeur :

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

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b = 25 cm**

b) Poutres secondaires :

Hauteur :

$$L_{\max} /15 \leq h \leq L_{\max} /10$$

$$(420-30)/15 \leq h \leq (420-30)/10$$

$$26 \leq h \leq 39$$

On prend : **h = 35 cm**

Largeur :

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

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b = 25 cm**

c) Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :

Les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

$$h/b \leq 4$$

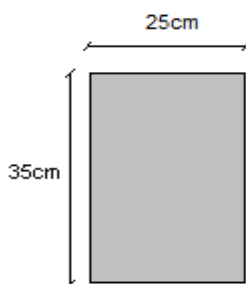
Tableau : vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
Hauteur (cm)	$35 \geq 30$	$35 \geq 30$	Oui
Largeur (cm)	$25 \geq 20$	$25 \geq 20$	Oui
Hauteur/largeur	$1.4 \leq 4$	$1.4 \leq 4$	Oui

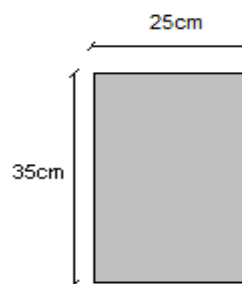
➤ **conclusion :** on opte pour les sections suivantes :

$$\text{Poutres principales (bxh)} = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (bxh)} = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$



Dimensions de la poutre Principale



Dimensions de la poutre secondaire

II-1-3-Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0/10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.20m$$

Donc : $e \geq 1.20/10 = 0.120m = 12cm$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**.

II-1-4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b1, h1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b1 / h1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS. tel que : $N_s = G + Q$ avec :

Ns : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

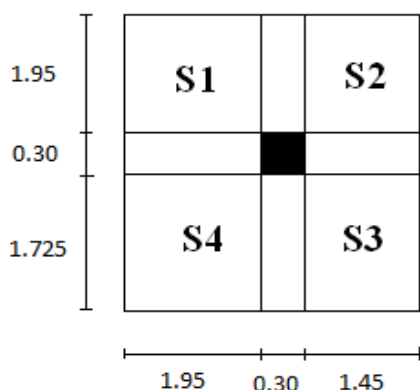
La section S est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ contrainte admissible de compression du béton égale à 15 MPa.

➤ Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : C3



Poteau le plus sollicité

$$S_t = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = 1.950 \times 1.950 = 3.802 \text{ m}^2$$

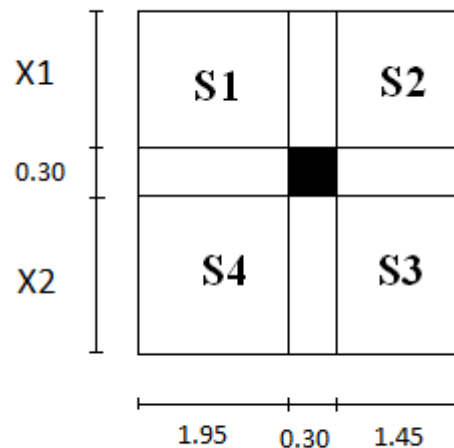
$$S2 = 1.950 \times 1.450 = 2.827 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.725 \times 1.450 = 2.501 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.725 \times 1.950 = 3.363 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_t = 12.493 \text{ m}^2$$

➤ **Surface de la toiture :**



$$\text{On a : } \text{tg} \alpha = 2.82 / 6.95 = 0.405 \text{ d'où } \alpha = 22.085^\circ$$

- $X1 = \frac{1.95}{\cos 22.085} = 2.104 \text{ m}$

- $X2 = \frac{1.725}{\cos 22.085} = 1.861 \text{ m}$

Donc :

$$S1 = 1.950 \times 2.104 = 4.102 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.450 \times 2.104 = 3.050 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.450 \times 1.861 = 2.698 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.950 \times 1.861 = 3.628 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_t = 13.478 \text{ m}^2$$

II--2-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les charges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

II-2-1-Charges permanentes :

• **Toiture :**

Eléments constituant la toiture	poids surfacique
Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0.4
Chevronns et pannes	0.1
Murs pignons	0.9
Gt = 1,4 KN/m²	

Tableau II 1 : Charges revenant à la toiture

• **Plancher dernier étage (corps creux) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m ³)
1	Plancher en corps creux	20	2.85
2	Enduit de platre	2	0.2
G = 3.05KN/m²			

Tableau II-2 : Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux)

• **Dalle pleine (balcons) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m ³)	G (KN /m ²)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	2	22	0.44
Gdp = 5.39KN/m²				

Tableau II-3: Charges revenant à la dalle pleine

• Plancher étage courant (corps creux) :

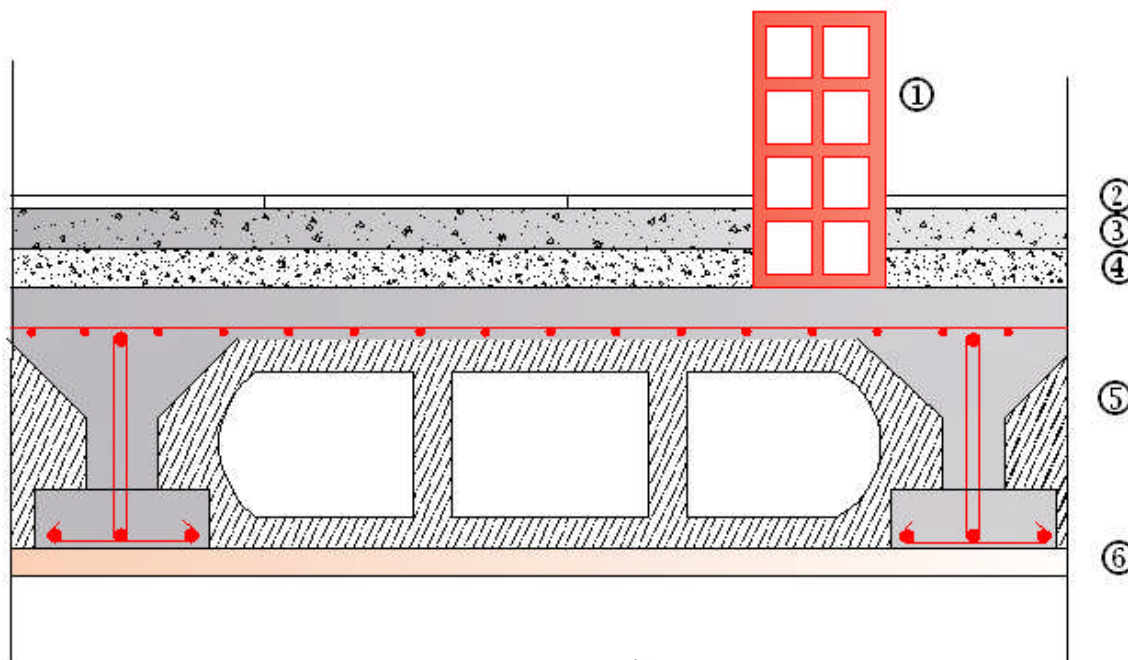
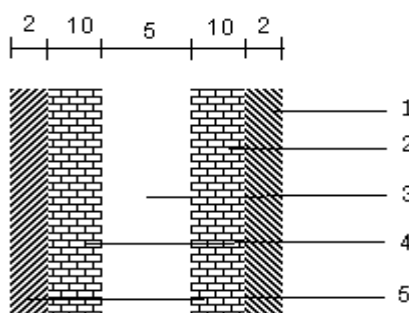


figure II-1 plancher a corps creux

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN/m^3)$	$G (KN/m^2)$
1	Cloisons de séparation interne	1	9	0.9
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	20	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
Gdp = 5.1KN/m²				

Tableau II-4 : Charges revenant au plancher étage courant

- Maçonnerie :
- Murs extérieurs :

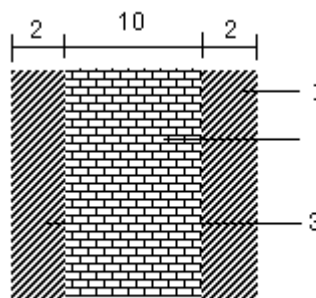


FigII-2 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2,44

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs extérieurs

➤ Murs intérieurs :



FigII-3 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1,4

Tableau II-7 : Charges revenant aux murs intérieurs

II-2-2-charges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher dernier étage	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	5
balcon	3.5
escalier	2.5
Plancher étage de service	2.5

Tableau II-8 : Surcharges d'exploitation

II-2-3-Poids propre des éléments :

- **Toiture** : $PP_{toi} = G \times St = 1.4 \times 13.478 = \mathbf{18.87KN}$
- **Plancher dernier étage** : $PPd = 3.05 \times 12.493 = \mathbf{37.48 KN}$
- **Plancher étage courant** : $PPC = 5.1 \times 12.493 = \mathbf{63.71 KN}$

Plaque de plâtre $G=0.3 \text{ KN/m}^2$
 $P = 0.3 \times 10.72 = 3.216 \text{ KN}$

• Poutres :

- Poutres principales : $Pp = (0.35 \times 0.25 \times 3,675) \times 25 = 8,04 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $Ps = (0.35 \times 0.25 \times 3,40) \times 25 = 7,44 \text{ KN}$

$$PP \text{ poutres} = 8,04 + 7.44 = 15,48 \text{ KN}$$

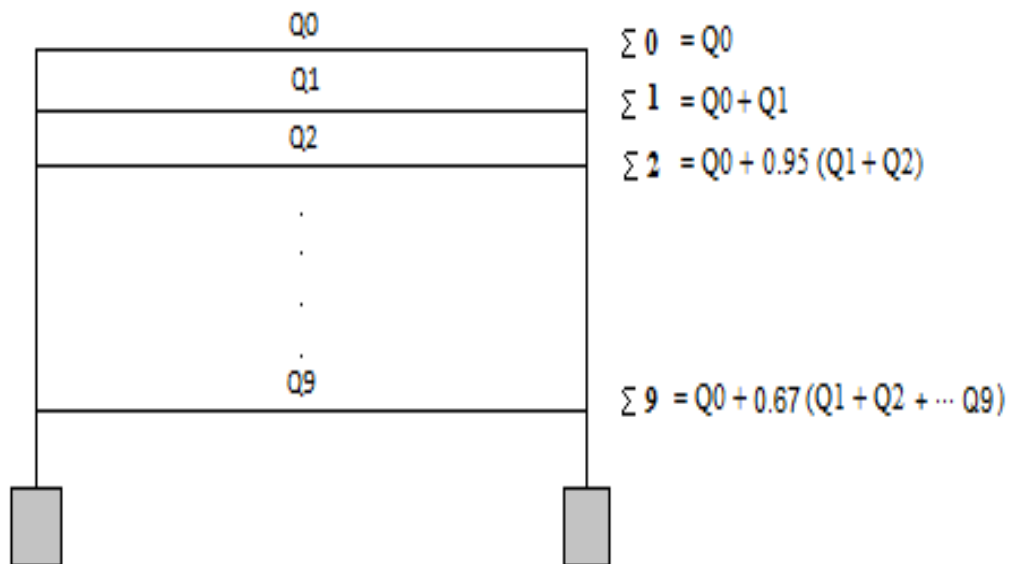
• Poteaux :

- Poteau du RDC : $PP_{RDC} = (0.3 \times 0.3 \times 3.80) \times 25 = 8.55 \text{ KN}$
- Poteaux d'étages : $PP \text{ étage} = (0.3 \times 0.3 \times 3,06) \times 25 = 6.89 \text{ KN}$

II-2-4- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes) Soit : $Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :



Avec : Surcharge d'exploitation :

- *Toiture* : $Q_0 = 1 \times 13.478 = 13.479 \text{ KN}$
- *Plancher dernière étage* : $Q_1 = 1 \times 12.493 = 12.493 \text{ KN}$
- *Plancher étage courant* : $Q_2 = Q_3 \dots = Q_7 = 1.5 \times 12.493 = 18.739 \text{ KN}$

- Plancher 1^{er} étage : $Q_8 = 2.5 \times Q = 2.493 = 31.23 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q_9 = 5 \times 12.493 = 62.465 \text{ KN}$

➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.69	0.67

DONC :

$$10^{\text{eme}} Q_0 = 13.479 \text{ KN}$$

$$9^{\text{eme}} Q_0 + Q_1 = 13.479 + 12.493 = 25.927 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 13.479 + 0,95 (12.493 + 18.739) = 43.149 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}} Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.479 + 0,9 (12.493 + 2 \times 18.739) = 58.452 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.479 + 0,85 (12.493 + 3 \times 18.739) = 71.882 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.479 + 0,80 (12.493 + 4 \times 18.739) = 83.438 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.479 + 0,75 (12.493 + 5 \times 18.739) = 93.120 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.479 + 0,714 (12.493 + 6 \times 18.739) = 102.676 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.479 + 0,69 (12.493 + 6 \times 18.739 + 31.23) = 121.23 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.479 + 0,67 (12.493 + 6 \times 18.739 + 31.23 + 62.47) = 159.96 \text{ KN}$$

II-2-5 : Dimension des sections du poteau (B2) :

Niv	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations		Effort tranchant N= GC+QC	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids planches	Poids poteau x	Poids poutres	G _{totale}	G _{cumulée}	Qi	Qcum		S=N/bc	Sado
9	18.87	00	15.48	34.35	35.93	13.48	13.48	49.41	32.94	30X35
8	37.48	6.89	15.48	59.85	95.78	12.49	25.93	121.71	81.14	30X35
7	63.71	6.89	15.48	86.08	181.86	18.74	43.15	225.01	150.00	30X35
6	63.71	6.89	15.48	86.08	267.94	18.74	58.45	326.39	217.60	30X35
5	63.71	6.89	15.48	86.08	354.02	18.74	71.88	425.90	283.93	35X40
4	63.71	6.89	15.48	86.08	440.10	18.74	83.44	523.54	349.03	35X40
3	63.71	6.89	15.48	86.08	526.18	18.74	93.12	619.30	412.87	35X40
2	63.71	6.89	15.48	86.08	612.26	18.74	102.68	714.94	476.63	40X45
1	63.71	6.89	15.48	86.08	698.34	31.23	121.23	819.57	546.38	40X45
RDC	63.71	8.55	15.48	86.08	784.42	62.47	159.96	944.38	629.59	40X45

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge

II-2-6 Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

- **Pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} niveau :**

Min (b,h) = 40 cm ≥ 25cm.....CV

Min (b,h) ≥ he/20 = 408 /20= 20.4cm.....CV

1/4 < b/h = 40/45=0.88 < 4.....CV

- **Pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} niveau :**

Min (b,h) = 35 cm ≥ 25cm.....CV

Min (b,h) ≥ he/20 = 306 /20= 15.3cm.....CV

1/4 < b/h = 35/40=0.87 < 4.....CV

- **Pour le 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} niveau:**

Min (b,h) = 30 cm ≥ 25cm.....CV

Min (b,h) ≥ he/20 = 306 /20= 15.3cm.....CV

1/4 < b/h = 30/35=0.85 < 4.....CV

- **Vérification au flambement :**

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

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux :

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

Avec : L_f: longueur de flambement (L_f= 0,7 L₀).

L₀ : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration (i=√I/S)

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d’inertie du poteau (I_{yy} =b³h/12 ; I_{xx} =bh³/12)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^3/12}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- **Les vérifications :**

Du RDC jusqu'au 2^{ème} niveau: $(40 \times 45) \text{ cm}^2$, $L_0 = 4.08 \text{ m}$

- RDC : $L_0 = 4.08 \text{ m}$

Donc $\lambda = 0.7 \times (3.80 - 0.4) \frac{\sqrt{12}}{40} = 20.57 < 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

- 1^{er} et 2^{ème} étages : $L_0 = 3.06$

Donc $\lambda = 0.7 \times (3.06 - 0.4) \frac{\sqrt{12}}{40} = 16.09 < 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Du 3^{ème} jusqu'au 5^{ème} niveau :

$(35 \times 40) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.39 < 50 \dots \dots \dots$ vérifiée

Du 6^{ème} niveau jusqu'au 9^{ème} niveau :

$(30 \times 35) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.45 < 50 \dots \dots \dots$ vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II-3 Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

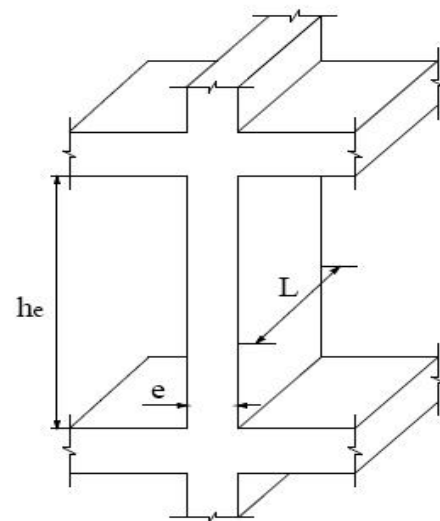
Epaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

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

- **Pour le RDC :** $h = 408 \text{ cm}$
 $h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$
 $h_e = 380 - 20 = 360 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{360}{20} = 18 \text{ cm}$$

- **Pour l'étage courant :** $h = 306 \text{ cm}$
 $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$
 $e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm}$



En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Vérification des exigences du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

- $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

On a: $L_{\min} = 85 \text{ cm} \geq 4e = 80 \text{ cm}$ **conditions vérifiées**

- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$ **Conditions vérifiées**

III.1) Calcul des planchers :

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

Le plancher à corps creux est constitué de :

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

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

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

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

III.1.1 ferrailage de la dalle de compression :

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

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

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

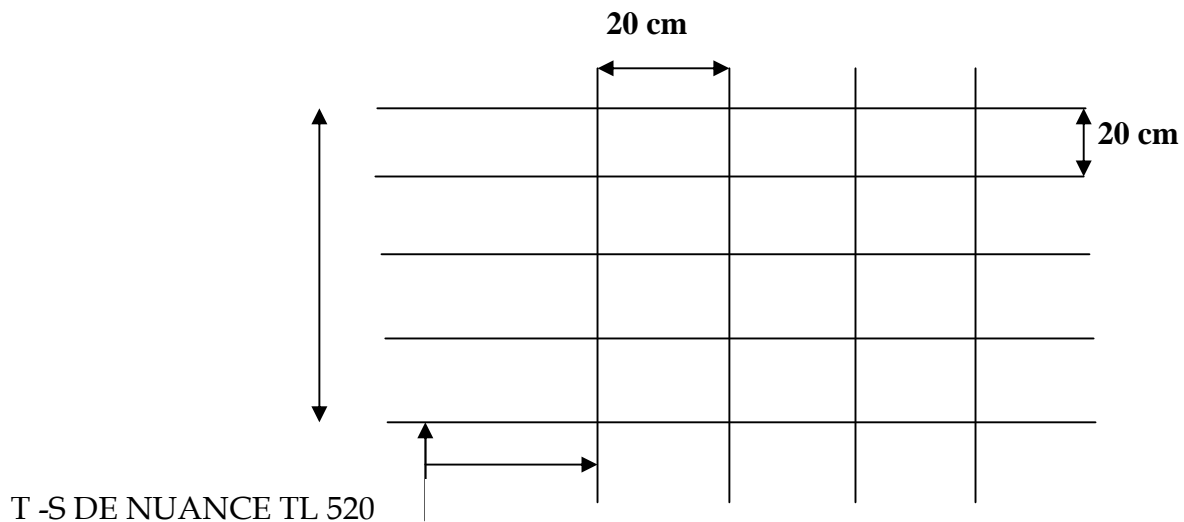


Figure.III.1.Ferrailage de la dalle de compression

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

III.1.2) Calcul des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie, le calcul se fera en deux étapes :

a) calcul avant coulage de la dalle de compression :

-Avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ses deux extrémités, elle est de section rectangulaire (12 x 4) cm²

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

1) les charges et surcharges:

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

2) Les combinaison d'action :

➤ à L'ELU :

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

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

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

$$L = 4,2[\text{m}]$$

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

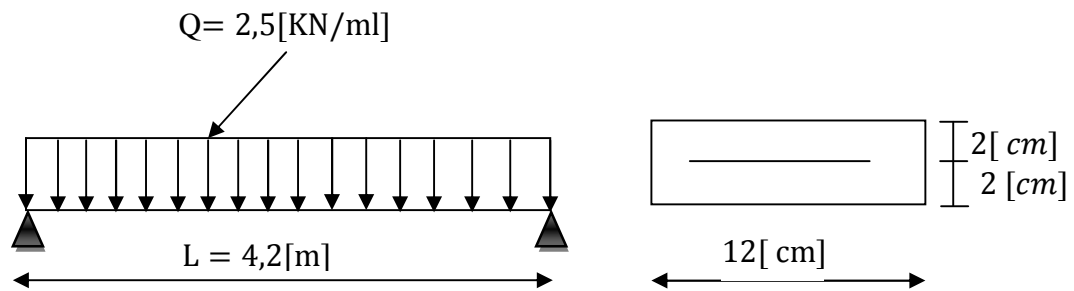


Figure III.2 Schéma statique de la poutrelle

3) Ferrailage à L'ELU:

- Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,2)^2}{8} = 5,51[\text{KN.m}]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{2,5 \times 4,2}{2} = 5,25[\text{KN}]$$

- Ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,51 \times 10^6}{12 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^3} = 8,08 > \mu_1 = 0,392$$

⇒ S D A

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

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

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

- Détermination de la longueur d'étaielement :

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

$$L \leq \sqrt{\frac{8 \times 0,392 \times bd^2 f_{bu}}{q_u}} \quad \text{Donc} \quad L \leq \sqrt{\frac{8 \times 0,392 \times 12 \times 2^2 \cdot 14,210^2}{2,5 \times 10}}$$

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

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

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

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

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

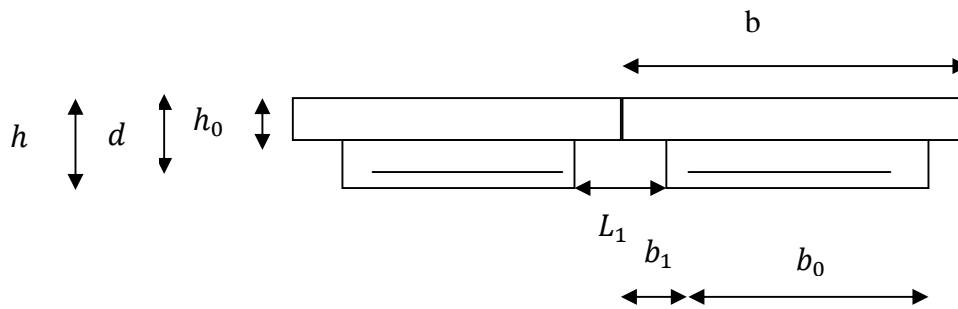


Figure.III.3 Schéma statique de calcul

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

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

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

b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

Plancher (16+4) [cm]

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

$L = 4,2$ [m] ; $L_1 = 0,53$ [m]

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

$$b_1 \leq \frac{1}{10} \times 420 = 42[\text{cm}].$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{420}{2} \right) = 140[\text{cm}].$$

$$b_1 \leq \frac{420+420}{40} + \frac{2}{3} \times \frac{420}{2} \leq 161 [\text{cm}]$$

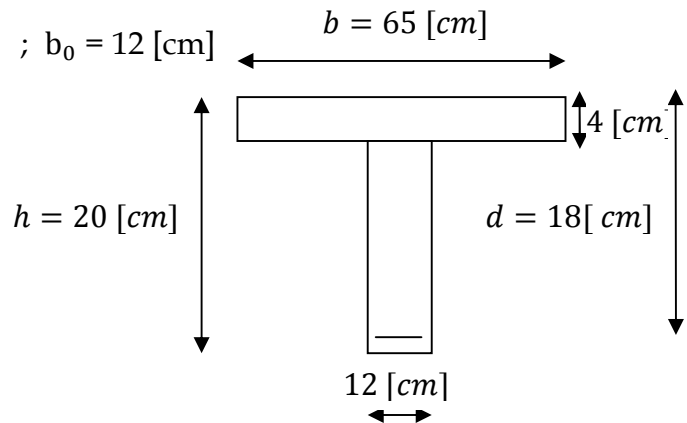


Figure.III.4 Schéma statique de calcul

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

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

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

b.2) Choix de la méthode de calcul :

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

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

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

➤ la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m².

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

$$2 \times G = 2 \times 5,1 \times 0,65 = 6.63[\text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \left\{ \begin{array}{l} 6.63 [\text{KN/ml}] \\ 5 [\text{KN/ml}] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

\Rightarrow Cette condition est vérifiée.

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,20}{3,75} = 1,12$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,75}{3,50} = 1,07$$

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

⇒ Cette condition est vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable.

2) **Principe de la méthode :**

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

3) **Exposé de la méthode**

➤ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4) Application de la méthode :

Dans notre cas on a deux types de poutrelles :

On prend le cas du RDC ($Q=5[\text{KN}/\text{m}^2]$)

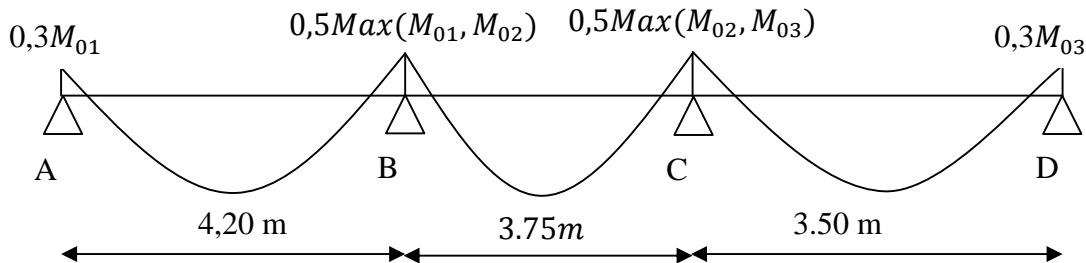


Figure III.5 Schéma statique des poutrelles à trois travées

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

4. 1) Calcul à L'ELU:

- **charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher : $G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 [\text{KN}/\text{ml}]$.

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 [\text{KN}/\text{ml}]$.

- **Combinaison de charge à L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,315) + (1,5 \times 1,625) = 6,913 [\text{KN}/\text{ml}]$$

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,315} = 0,33$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,33 = 1,10$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,33}{2} = 0,549$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,33}{2} = 0,649$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = 6,913 \times \frac{(4,20)^2}{8} = 15,24 [\text{KN} \cdot \text{m}] \quad M_{02} = 6,913 \times \frac{(3,75)^2}{8} = 12,15 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$M_{03} = 6,913 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 10,59 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 15,24 = 4,57 [\text{KN} \cdot \text{m}] \quad M_B = 0,5M_{01} = 0,5 \times 15,24 = 7,62 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$M_C = 0,5M_{02} = 0,5 \times 12,15 = 6,08 [\text{KN} \cdot \text{m}] \quad M_D = 0,3M_{03} = 0,3 \times 10,59 = 3,18 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

- Calcul des moments en travées :

- Étude de la travée de rive AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}\} \Rightarrow M_{tAB} \geq 1,10 \times (15,24) - \frac{4,57 + 7,62}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 10,67[\text{KN.m}]$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0,649 \times 15,24 \Rightarrow M_{tAB} \geq 9,89[\text{KN.m}]$$

On prend donc : **$M_{tAB} = 10,67[\text{KN.m}]$**

- Étude de la travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}\} \Rightarrow M_{tBC} \geq 1,10 \times (12,15) - \frac{7,62 + 6,08}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 6,52[\text{KN.m}]$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1,0 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,549 \times 12,15 \Rightarrow M_{tBC} \geq 6,67[\text{KN.m}]$$

On prend donc : **$M_{tBC} = 6,67[\text{KN.m}]$**

- Étude de la travée de rive CD :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}\} \Rightarrow M_{tCD} \geq 1,10 \times (10,59) - \frac{6,08 + 3,18}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq 7,02[\text{KN.m}]$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0,649 \times 10,59 \Rightarrow M_{tCD} \geq 6,87[\text{KN.m}]$$

On prend donc : **$M_{tCD} = 7,02[\text{KN.m}]$**

- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

Les valeurs sont en [KN.m]

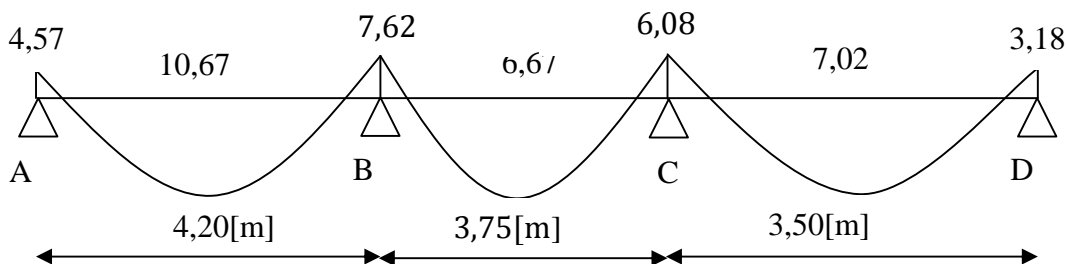


Figure III.6 Diagramme des moments fléchissant des poutrelles à trois

- **Calcul des efforts tranchants :**

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

Avec :

V_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Les valeurs des efforts tranchants sont en [KN]

Les moments en valeur absolue .

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_u L_i}{2}$	V_w	V_e
A-B	4,57	7,62	14,52	13,79	-17,57
B-C	7,62	6,08	12,96	14,50	-11,42
C-D	6,08	3,18	12,10	15,00	-09,20

- **Diagramme des efforts tranchants :**

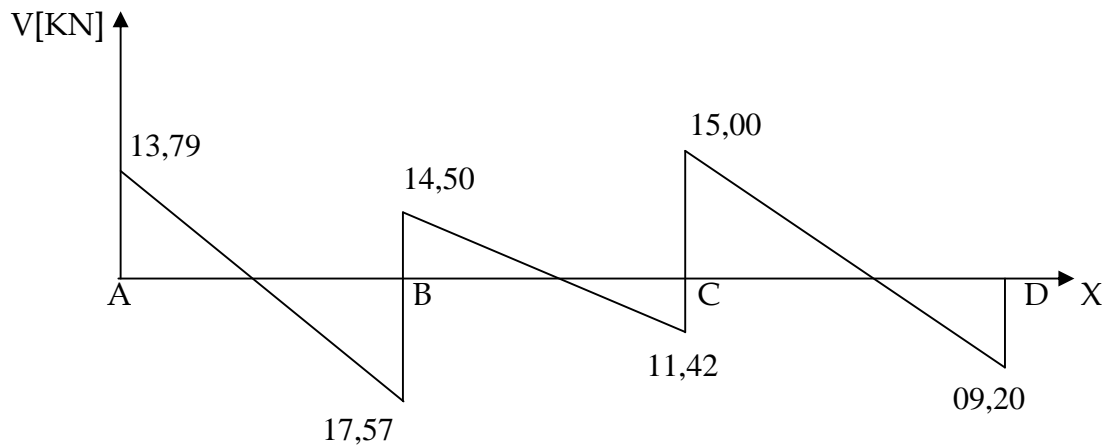


Figure III.7 Diagramme des efforts tranchants

4. 2) Calcul à L'ELS :

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

- **Combinaison de charge à L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,94 \text{ [KN/ml]}$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_{01} = 10,89 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{02} = 8,68 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{03} = 7,56 \text{ [KN. m]}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = 3,27 \text{ [KN. m]} \quad M_B = 5,45 \text{ [KN. m]} \quad M_C = 4,34 \text{ [KN. m]} \quad M_D = 2,27 \text{ [KN. m]}$$

- **Moments entravés :**

$$M_{tAB} = 7,62 \text{ [KN. m]} \quad M_{tBC} = 4,77 \text{ [KN. m]} \quad M_{tCD} = 5,01 \text{ [KN. m]}$$

- **Efforts tranchants :**

Travées	M_w	M_e	$\frac{q_s L_i}{2}$	V_w	V_e
A-B	3,27	5,45	10,37	9,28	-11,46
B-C	5,45	4,34	9,26	9,82	-8,71
C-D	4,34	2,27	8,65	9,69	-7,62

4. 3) Ferrailage:

- **Armatures longitudinales:**

➤ **En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{max}^t = 10,67 \text{ [KN. m]}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

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

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

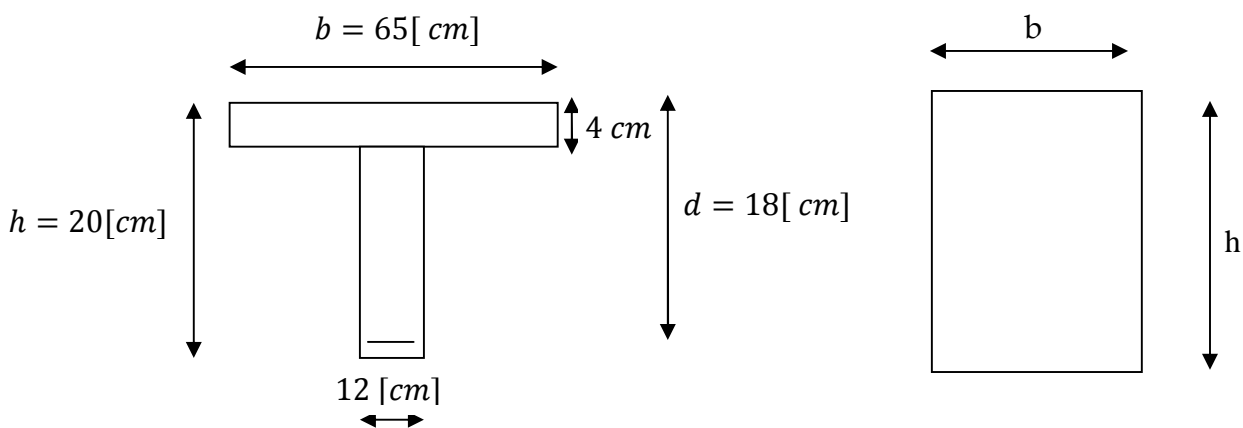


Fig.III.8.Schéma statique de calcul

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,67 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982 \Rightarrow A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,67 \times 10^5}{0,982 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,73 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA10} = 2,35 [\text{cm}^2]$$

➤ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{\max}^a = 7,62 [\text{KN.m}]$

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

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,62 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2}$$

$$\mu = 0,138 < 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu = 0,138 \Rightarrow \beta = 0,925 \Rightarrow A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,62 \times 10^5}{0,925 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,315 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_{st}(\text{appuis}) = 2\text{HA10} = 1,57 [\text{cm}^2]$$

Soit 1HA10 filante et 1HA10 comme chapeau

• **Armatures transversales :**

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

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

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

On choisit un étrier \emptyset_g avec $A_t = 2\text{HA8} = 1,0 [\text{cm}^2]$

➤ **L'espacement entre cadre :**

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

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

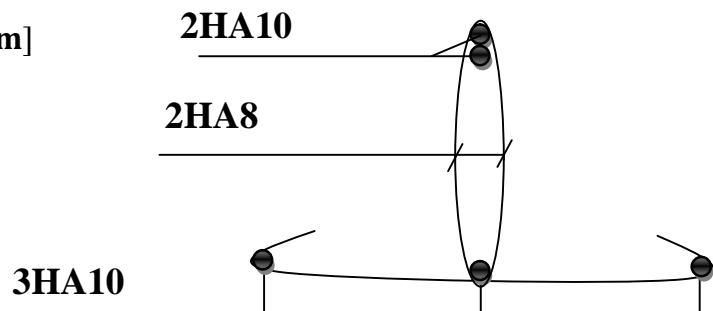


Figure. III. 9 ferrailage de la poutrelle

4. 4 Vérifications à L'ELU:

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

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

➤ En travée :

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

➤ Aux appuis :

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

4. 5) Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17,57 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,81[\text{MPa}]$$

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

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

On doit vérifier que :

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

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

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

$$T_{\max} = 17,57 [\text{KN}] \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

4. 7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures [BAEL91/Art5.1, 313] :

Au niveau de l'appui intermédiaire :

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

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 17,57 + \frac{-7,62}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -29,47 [\text{KN}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{17,57 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 9,42 \times 10^2} = 1,15 [\text{MPa}] \quad \text{Donc} \quad \bar{\tau}_{se} > \tau_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

La longueur de scellement d'après le [BAEL91]

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

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

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

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

5) Vérification à l'ELS :

5.1) Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)

a) En travée :

➤ Contrainte dans l'acier :

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2,35}{65 \times 18} \times 100 = 0,2$$

$$\rho_1 = 0,2 \Rightarrow K_1 = 53,49 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,62 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 2,35} = 194,33 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = 194,33 [\text{Mpa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348 [\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Contrainte dans le béton :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{194,33}{53,49} = 3,63 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{bc} = 3.63[\text{Mpa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis :

➤ **Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow K_1 = 25.32 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,45 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 220,15[\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = 220,15[\text{Mpa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348[\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{220.15}{25.32} = 8,69 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{bc} = 8,69[\text{Mpa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Condition non vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

a) Calcul de la flèche :

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

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

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

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

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

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

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

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

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

b) Calcul des différents paramètres :

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

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

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

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

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

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

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

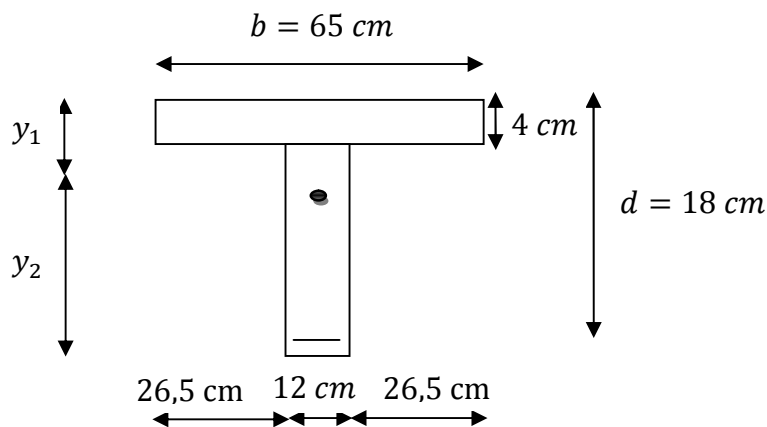


Figure.III.10.Schéma statique de calcul

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2,35}{12 \times 18} \times 100 = 1,09 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,62 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 2,35} = 201,05 [\text{Mpa}]$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 1,09} = 0,015$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 201,05,44 + 2,1} = 0,637$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 19975,6}{1 + (0,637 \times 0,015)} = 21765,19 [\text{cm}^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7,62 \times (4,2)^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 21765,19} = 0,0057 [\text{m}].$$

$f = 0,57 [\text{cm}] < \bar{f} = 0,84 [\text{cm}] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

6). État limite d'ouverture des fissures :

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

Chapitre III : calcul des éléments

III-2) Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 22.10° et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

III-2.1 Détermination des charges et surcharges

- charges permanentes : $G=0.5 \text{ KN/m}^2$.
Poids de la tuiles (liteaux compris) = 0.4 KN/m^2
Poids des pannes et chevrons = 0.1 KN/m^2
- charges d'exploitation : $Q= 1\text{KN/m}^2$.

➤ Combinaisons des charges :

a- A l'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.5) + (1.5 \times 1) = 2.175 \Rightarrow q_u = 2.175 \text{ KN/m}^2$$

b- A l'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_s = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Détermination des efforts revenants aux différents éléments :

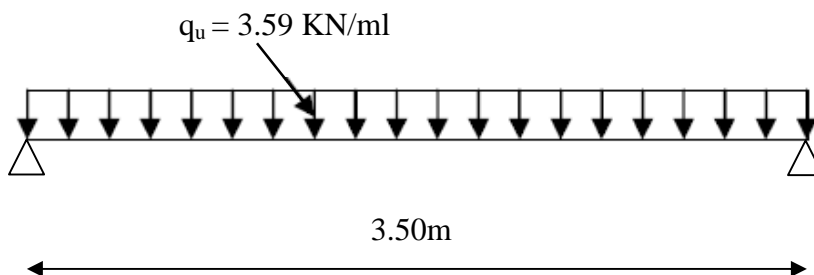
1. Efforts revenants aux pannes :

- Espacement des pannes : $1.2\text{m} \leq e_p \leq 1.8$

On prend : $e_p = 1.65\text{m}$

- Portée des pannes : $l_p = 3.50\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2.175 \times 1.65 \Rightarrow q_p = 3.59 \text{ KN/ml}$$



2. Effort revenants aux chevrons :

- Espacement des chevrons : $0.2m \leq e \leq 0.6m$

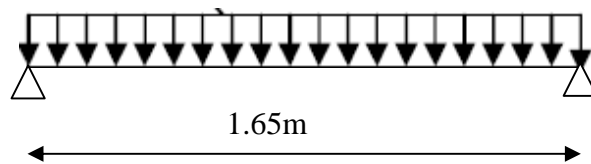
On prend $e_c = 0.5m$

- Portée des chevrons : $l_c = 1.65m$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.175 \times 0.5 = 1.0875 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_c = 1.0875 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.0875 \text{ KN/ml}$$



III-2.2 Détermination des sections

III-2.2.1 Calcul des pannes

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

- ✓ versant $\alpha = 22.10^\circ$

suivant l'axe (x,x) : $q_x = q_p \sin \alpha = 3.59 \times 0.376 = 1.350 \text{ KN/ml}$

suivant l'axe (y,y) : $q_y = q_p \cos \alpha = 3.59 \times 0.926 = 3.324 \text{ KN/ml}$

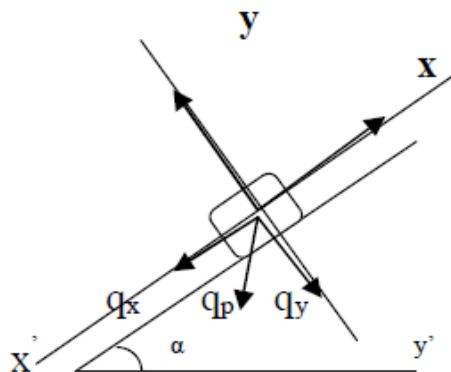


Figure III-2-1: Schéma statique de calcul du chevron.

❖ Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » de contrainte admissible $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moments de flexions :

$$\text{suivant l'axe (x,x')} : M_{fy} = \frac{q_x}{8} l_p^2 = \frac{1.350}{8} \times 3.5^2 = 2.07 \text{ KNm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

suivant l'axe (y,y') : $M_{fx} = \frac{q_y}{8} l_p^2 = \frac{3.324}{8} \times 3.5^2 = 5.09 \text{ KNm}$

❖ Choix de la section des pannes :

Soit une section de (10.5x22.5)cm².

• Module de résistance :

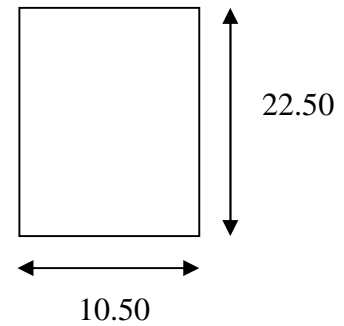
$$\frac{I_{xx}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(10.5) \times (22.5)^2}{6} = 885.938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 413.438 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{5.09 \times 10^2}{885.938} + \frac{2.07 \times 10^2}{413.438} = 1.0752 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_f = 107.52 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ (Art 3.12 CB71)
 $\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$ la section choisie est bonne.



❖ Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962 CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1.5 \times 1.65 = 2.475 \text{ KN/ml}$$

✓ Versant $\alpha = 22.10^\circ$

Suivant l'axe (x,x') : $q_x = 2.475 \times 0.376 = 0.931 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y') : $q_y = 2.475 \times 0.926 = 2.292 \text{ KN/ml}$

- La flèche admissible :

$$f = \frac{L_p}{300} \text{ avec } L_p : \text{ la portée de la panne}$$

- La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \sigma_f L_p^2}{48 E_f h/2} \leq \bar{f} = \frac{L_p}{300}$$

Avec : $E = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 107.52 \times 350^2}{48 \times 131080.128 \times 22.5/2} = 0.930 \text{ cm} < 1.2 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III-2.2.2 Calcul des chevrons :

D'après les règles CBA-71, le calcul se fera en flexion simple sous q_c pour une poutre continue de section (5x7) cm².

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_c l_c^2}{8} = \frac{1.0875 \times 1.65^2}{8} = 0.370 \text{ KNm}$$

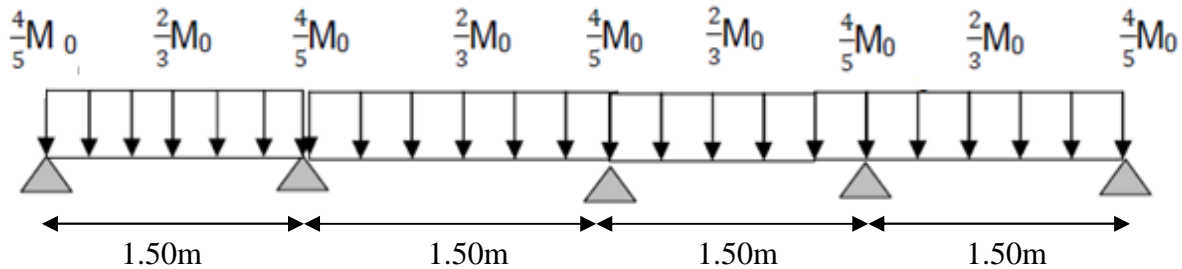
➤ Moment en travée et aux appuis :

. la valeur des moments aux appuis est : $M = \frac{4}{5} M_0$

⇒ $M = 0.30 \text{ KNm}$

. la valeur des moments en travées est : $M = \frac{2}{3} M_0$

⇒ $M = 0.25 \text{ KNm}$



❖ Vérification des contraintes :

A- Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_a}{\frac{I}{V}} = \frac{0.3 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 73.46 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{fa} = 73.46 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

B- En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.25 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 58.77 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{ft} = 58.77 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

❖ Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \quad \text{avec } L_c : \text{ la portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \Rightarrow f = \frac{L_c}{200} = \frac{165}{200} = 0.825 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche réelle est : } f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48E_f h/2} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

$$f = \frac{5 \times 73.46 \times 165^2}{48 \times 131080.128 \times 22.5/2} = 0.454 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L_c}{200} = 0.825 \text{ cm}$$

$$f = 0.454 \text{ cm} < \bar{f} = 0.825 \text{ cm} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (5,7) cm².

III-2-2.3 Calcul des liteaux :

- L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes. les liteaux sont espacés de 30 cm .
- La portée des liteaux égal à l'espacement des cheverons $\Rightarrow L_l = 0.5m$
- A l'ELU: $q_{ul} = 2.175 \times 0.3 = 0.653kn/ml$

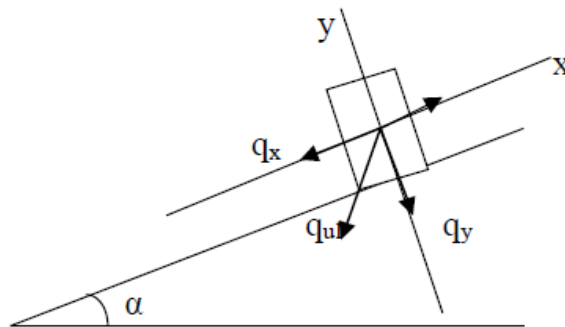


Figure III-2-2: Chargement des liteaux à l'ELU.

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

➤ Moments de flexions :

$$q_l = q_s \cdot e_l = 2.175 \times 0.3 = 0.653 \text{KN/ml}$$

✓ versant $\alpha = 22.10^\circ$

Suivant l'axe (x,x') : $q_x = 0.653 \times 0.376 = 0.245 \text{KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y') : $q_y = 0.653 \times 0.926 = 0.605 \text{KN/ml}$

suivant l'axe (x,x') : $M_{fy} = \frac{q_x}{8} l_p^2 = \frac{0.245}{8} \times 0.5^2 = 0.0076 \text{KNm}$

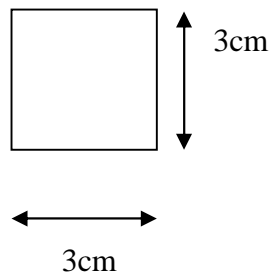
suivant l'axe (y,y') : $M_{fx} = \frac{q_y}{8} l_p^2 = \frac{0.605}{8} \times 0.5^2 = 0.019 \text{KNm}$

❖ Choix de la section des liteaux :

Soit une section de $(3 \times 3) \text{ cm}^2$

❖ Module de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (3)^2}{6} = 4.5 \text{cm}^3$$



$$\frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.019 \times 10^2}{4.5} + \frac{0.0076 \times 10^2}{4.5} = 0.591 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_f = 56.11 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \text{la section choisie est bonne.}$$

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0.653 \times 0.5^2}{8} = 0.020 \text{ KNm}$$

➤ Moment en travée et aux appuis :

· la valeur des moments aux appuis est : $M = \frac{4}{5} M_0$

$$\Rightarrow M = 0.016 \text{ KNm}$$

· la valeur des moments en travées est : $M = \frac{2}{3} M_0$

$$\Rightarrow M = 0.013 \text{ KNm}$$

❖ Vérification des contraintes :

a. Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_a}{\frac{I}{v}} = \frac{0.016 \times 10^4}{\frac{3 \times 3^2}{6}} = 35.55 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{fa} = 35.55 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

b. En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{v}} = \frac{0.013 \times 10^4}{\frac{3 \times 3^2}{6}} = 28.88 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{ft} = 28.88 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

❖ **Vérification de la flèche pour les liteaux: (Art 4.962 CB71)**

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est :

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200} \quad \text{avec } L_l : \text{ la portée de la pièce (liteaux).}$$

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200} \Rightarrow f = \frac{L_l}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

· La valeur de la flèche réelle es $\frac{5\sigma_f L_l^2}{48E_f h/2} \leq f = \frac{L_l}{200}$

Chapitre III : calcul des éléments

$$f = \frac{5 \times 35.55 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 3/2} = 0.047 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L_l}{200} = 0.25 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit $(3 \times 3) \text{ cm}^2$.

III-2.3 Etude au vent :

Cette étude consiste à déterminer la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j . Cette pression est calculée d'une manière générale par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

- C_d : coefficient dynamique de la construction.
- $W(z_j)$: pression exercée sur l'élément de surface, calculée à une hauteur donnée.

La valeur de $W(z_j)$ est obtenue à l'aide des formules données en fonction des conditions données dans le D.T.R

on a :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Sachant que notre bâtiment est de catégorie I et situé en zone II sur un site meuble, il comporte des cloisons intérieures et l'indice de perméabilité μ_p étant différent de zéro :

- $C_{pi} = -0,6$: coefficient de pression intérieure
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure
- $C_t = 1$: coefficient de topographie
- $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$: pression dynamique de référence.
- $K_T = 0.22$: facteur de terrain
- $q_n(z_j)$: la pression dynamique

III-2.3.1 Détermination du coefficient dynamique : C_d

La structure de notre bâtiment étant en BA, on utilise l'abaque donné dans le D.T.R (C2-47) pour la lecture de la valeur de C_d .

- La largeur du bâtiment $l = 11.90 \text{ m}$.
 - la hauteur du bâtiment $h = 31.42 \text{ m}$
- } → **$C_d = 0.87$**

Le facteur de réduction moyen C_{red} vaut environ $\frac{0.8b}{h} = 0.30$

III-2.3.2 Détermination de la pression dynamique : q_{dyn}

La structure est de hauteur totale $> 10 \text{ m}$, il ya donc lieu de subdiviser le maître-couple.

On calculera donc la pression dynamique à $h = 31.42 \text{ m}$ pour la toiture.

$$q_{\text{dyn}}(31.42) = q_{\text{ref}} \cdot C_e(31.42)$$

q_{ref} : pression dynamique de référence.

C_e : Coefficient d'exposition.

III-2.3.3 Détermination du coefficient d'exposition C_e :

Chapitre III : calcul des éléments

Le coefficient d'exposition C_e est calculé conformément à la formule suivante :

$$C_e = C_r^2 \cdot C_t^2 \cdot [1 + 7 K_T / C_r \cdot C_t]$$

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie
- K_T : facteur de terrain.

On a :

$$C_r = K_t \ln \left(\frac{31.42}{0.3} \right) = 1.023$$

D'où :

$$C_e = (1.023)^2 \times 1^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1.023+1} \right] = 1.843$$

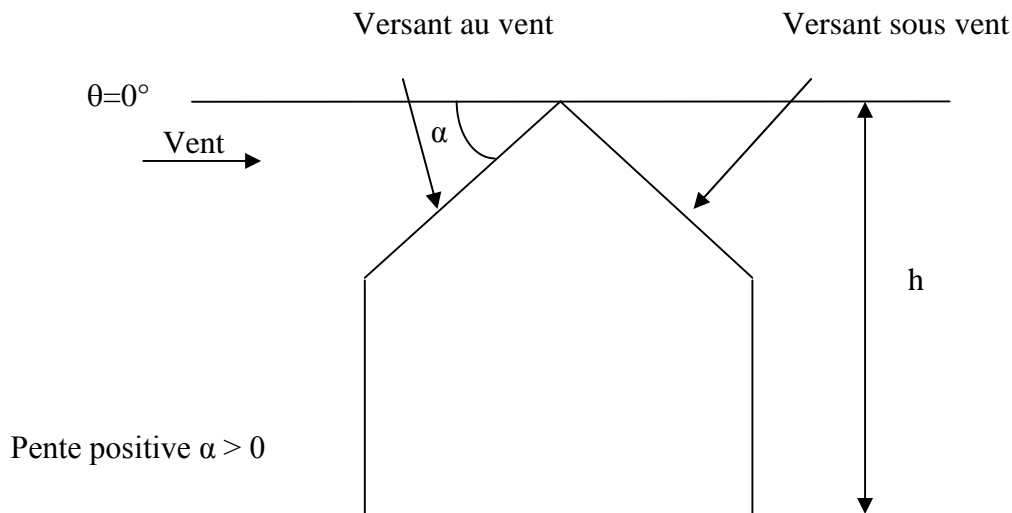
$$\text{Donc on a : } q_{\text{dyn}} = 375 \times 1.843 = \mathbf{691.125 \text{ N/m}^2}$$

III-2.3.4 Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Il convient de diviser la toiture conformément aux règles annoncées dans le D.T.R (C2-47).

- la direction du vent est perpendiculaire aux génératrices et frappant la rive basse de la

Toiture $\theta = 0^\circ$ et $\alpha = 22.10^\circ$.



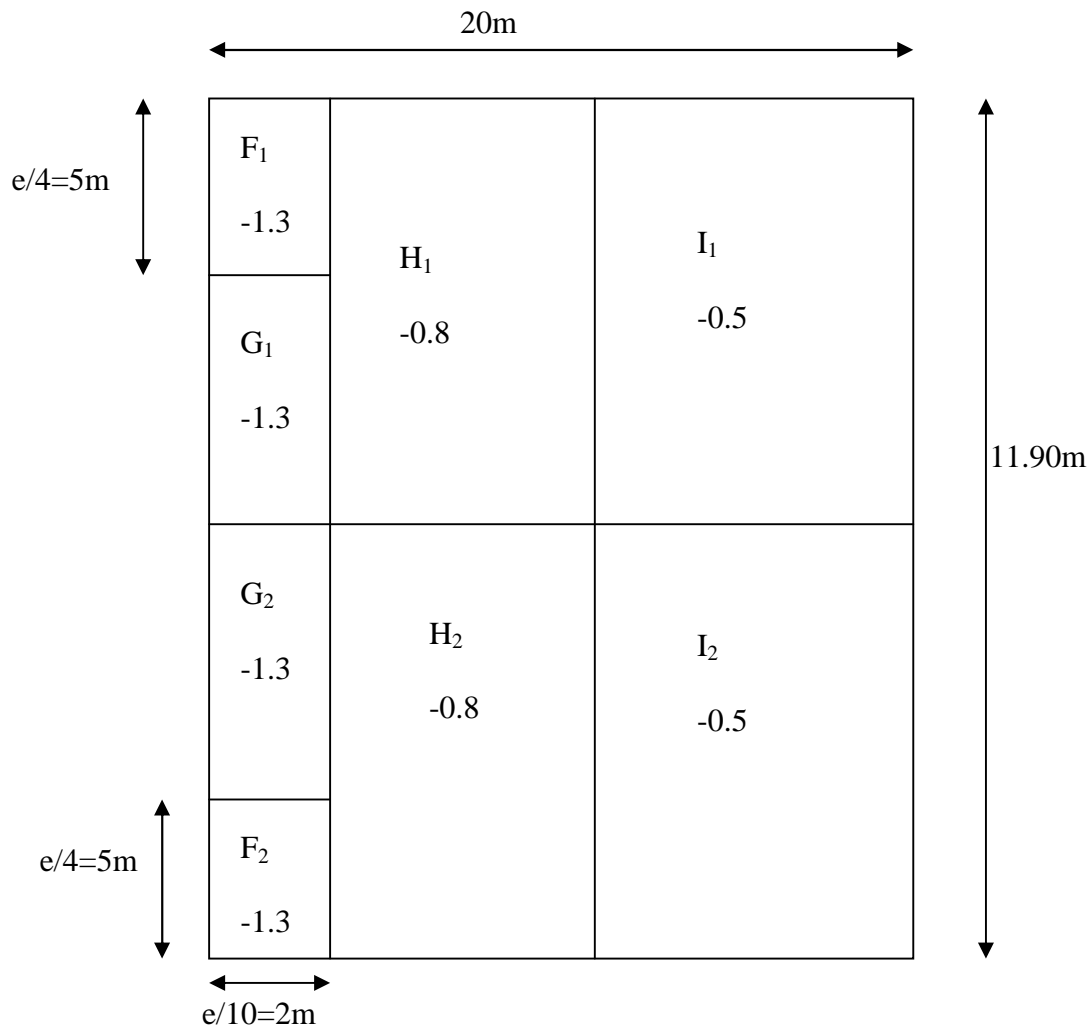
Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

Répartition des zones

Remarque :

Les surfaces chargées étant supérieures à 10m^2 , les coefficients de pression sont correspondant à C_{pe10}

➤ La direction du vent est parallèle à la génératrice :
 $\theta = 90^\circ$; $\alpha = 22.10^\circ$



- L'ensemble des résultats est synthétisé dans les tableaux suivants :

1^{er} cas : la direction du vent est perpendiculaire à la génératrice.

zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i (N/m^2)$
F ₁ F ₂	0.87	691.125	-0.9	-0.6	-180.383
			-0.2		+240.511
G	0.87	691.25	-0.8	-0.6	-120.256
			-0.2		+240.511
H	0.87	691.125	-0.3	-0.6	+180.383
			-0.2		+240.511
I	0.87	691.125	-0.4	-0.6	+120.256
J	0.87	691.125	-1	-0.6	-240.511

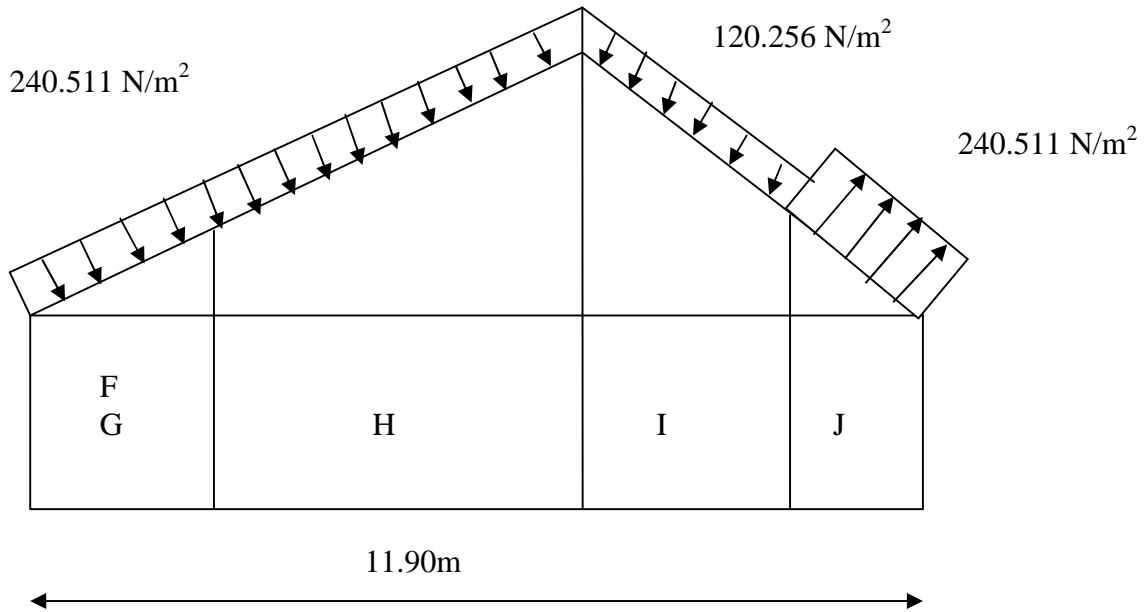
2^{ème} cas : la direction du vent est parallèle à la génératrice.

zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$a_i (N/m^2)$
F ₁ F ₂	0.87	691.125	-1.3	-0.6	-420.895
G ₁ G ₂	0.87	691.125	-1.3	-0.6	-420.895
H ₁ H ₂	0.87	691.125	-0.8	-0.6	-120.256
I ₁ I ₂	0.87	691.125	-0.5	-0.6	+60.128

Chapitre III : calcul des éléments

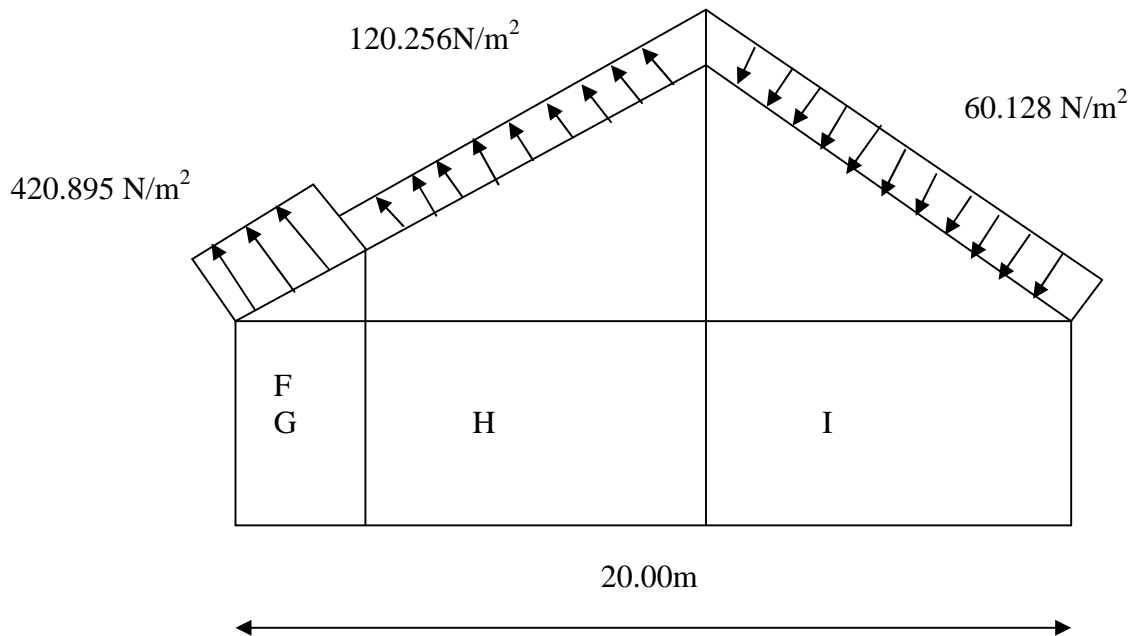
III-2.3.5 Répartition des pressions dans les différentes zones :

- L'action du vent est perpendiculaire à la génératrice :



Répartition des pressions dans les zones F1, F2, G, H, J, I

- L'action du vent est parallèle à la génératrice



Répartition des pressions dans les zones F1, F2, G, H, I

III-2.3.6 Vérification au soulèvement du vent :

On doit vérifier que :

$$U = q_j \leq G$$

U : l'action du vent qui produit un effort de soulèvement.

G : poids propre de la toiture

❖ L'action du vent est perpendiculaire à la génératrice :

$$U = 240.511 \text{ N/m}^2 < 520 \text{ N/m}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

❖ L'action du vent est parallèle à la génératrice :

$$U = 420.895 \text{ N/m}^2 < 520 \text{ N/m}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées nous pouvons conclure que la toiture présente une bonne résistance au soulèvement du vent .

III.3) Calcul d'escaliers :

III.3.1) Définition :

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

La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ Terminologie :

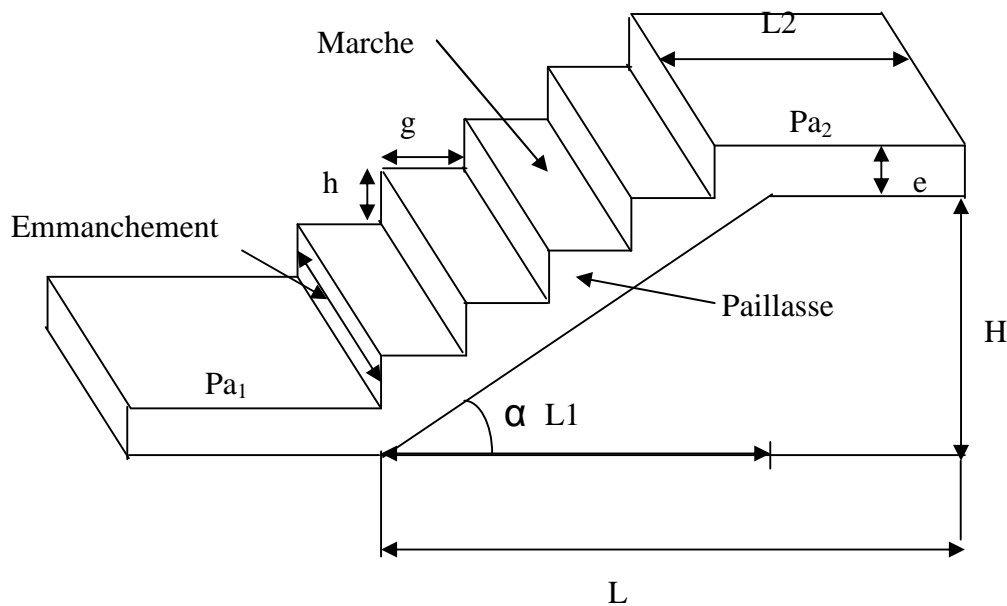


Fig. III.3.1 terminologie de l'escalier

❖ Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

l : portée de la paillasse.

l₂ : largeur du palier.

l₁ : longueur de la paillasse projetée

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

• **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

• **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches, il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires Et / ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

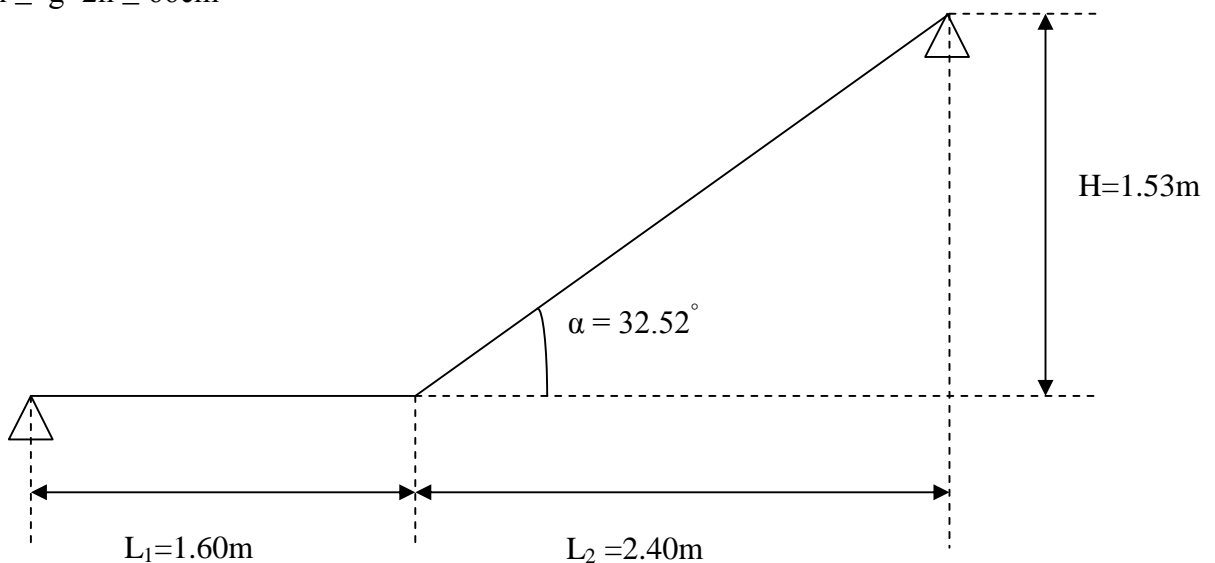
III.3.2) Calcul de l'escalier des étages courants :

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.3.2.1) Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$



- L_0 : longueur du palier de départ
- L_1 : longueur projetée de la volée.
- L_2 : longueur du palier d'arrivée

A - Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

C - Calcul de du giron :

$$g = L_1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

D - Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

III-3-2-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

• **La paillasse :**

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

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$$

Avec : L_0 longueur totale entre nus des appuis

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{tg} \alpha = H/L_1 = 153/240 = 0.6375 \text{ d'ou : } \alpha = \text{arc tg } 0.6375$$

$$\text{Donc } L_0 = (240/\cos 32.52) + 160 = 444.63 \text{ cm.}$$

$$444.63/30 \leq e_p \leq 444.63/20$$

$$14.82 \leq e_p \leq 22.23$$

$$\text{Soit : } e_p = 17 \text{ cm}$$

• **Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 17 \text{ cm.}$

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

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre semi encadrée au niveau des appuis.

1) **Charges permanentes de la volée :**

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

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

· Poids des marches ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0.17 / 2 = 2.12 \text{ KN /m.}$

· Poids de la paillasse ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{0.17 \times 25}{\cos 32.52} \times 1 = 5.04 \text{KN/m.}$

· Lit de sable ($r = 18\text{KN/m}^3$; $e = 0.02$)..... $18 \times 1 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}$

· Mortier de pose ($r = 22\text{KN/m}^3$; $e = 0.02$) $22 \times 1 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}$

- Carreaux Grés Céramique (1cm; r =20KN/m³)20x0. 01 =0.20 KN/m
- Poids du garde corps..... = 0.20 KN/m
- Enduit de plâtre (2cm; r =10KN/m³) 10x0. 02 =0.20KN/m

$$G = 8.56 \text{ KN/m}$$

➤ **Le palier :**

- Poids propre du palier..... 0.17x1 x 25 = 4.25 KN/m
- Poids total du revêtement.....0.36+0.44+0.2+0.2=1.2 KN/m

$$G = 5.45 \text{ KN/m}$$

2) **La charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

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

3) **Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : **ELU**

$$q_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.56 + 1.5 \times 2.5 = 15.31 \text{ KN/}$$

$$q_{u \text{ volée}} = 15.31 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 2.5 = 11.11 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 11.11 \text{ KN/m}$$

-Etat limite de service : **ELS**

$$q_s \text{ volée} = G + Q = 8.56 + 2.5 \dots \dots \dots = 11.06 \text{ KN/m}$$

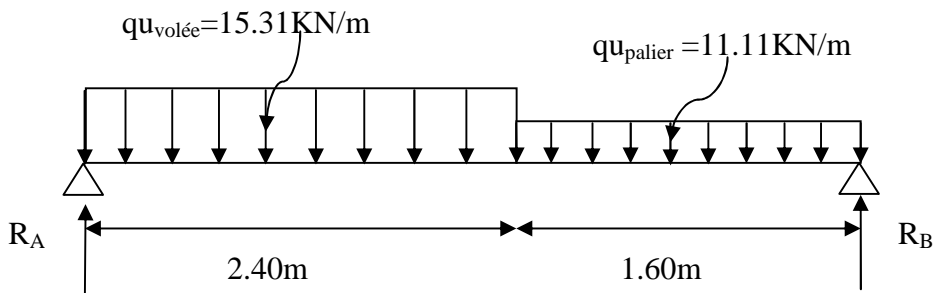
$$q_s \text{ volée} = 11.06 \text{ KN/m}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 5.45 + 2.5 \dots \dots \dots = 7.95 \text{ KN/m}$$

$$q_s \text{ palier} = 7.95 \text{ KN/m}$$

III-3-2-4- Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m



-Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 15.31 \times 2.40 + 11.11 \times 1.60 = 54.52 \text{ KN}$$

$$15.31 \times (2.40)^2 / 2 + 11.11 \times 1.60 \times 3.20 - R_B(4.00) = 0$$

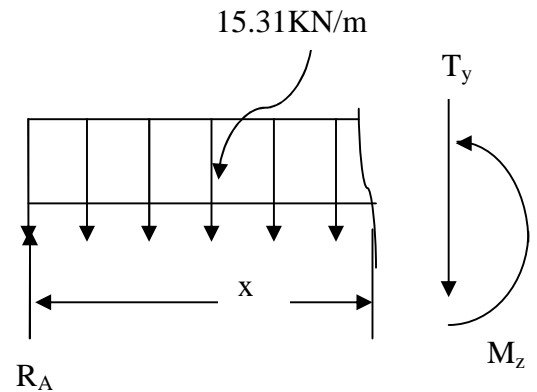
Donc: $R_B = 25.24 \text{ KN}$
 $R_A = 29.28 \text{ KN}$.

-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40\text{m}$

- Efforts tranchants :

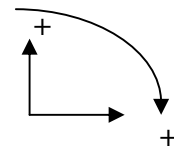
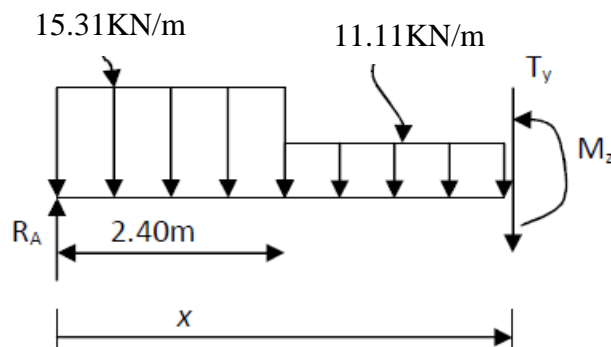
$$T_y = -15.31 x + 29.28 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +29.28 \text{ KN} \rightarrow \text{pour } x=0 \\ T_y = -7.46 \text{ KN} \rightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \end{cases}$$



- Moments fléchissants :

$$M_z = -15.31 \frac{x^2}{2} + 29.28 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow \text{pour } x=0 \\ M_z = 26.18 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2.40\text{m} \leq x \leq 4.00\text{m}$



- Efforts tranchants :

$$T_y = -11.11 x + 19.20 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -7.46 \text{ KN} \rightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \\ T_y = -25.24 \text{ KN} \rightarrow \text{pour } x=4.00\text{m} \end{cases}$$

- Moments fléchissants :

$$M_z = 12.08 + 19.20 x - 11.11 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 26.18 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x=4.00\text{m} \end{cases}$$

- Moment maximum:

$$T_y = 0 \rightarrow x = 1.73\text{m} \rightarrow \begin{cases} M_z = \text{max} \\ M_z(1.73) = 28.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -8.60 \text{ KN.m}$ $M_{ua} = -8.60 \text{ KN.m}$

-En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 24.37 \text{ KN.m}$ $M_{ut} = 24.37 \text{ KN.m}$

➤ Diagrammes M et T

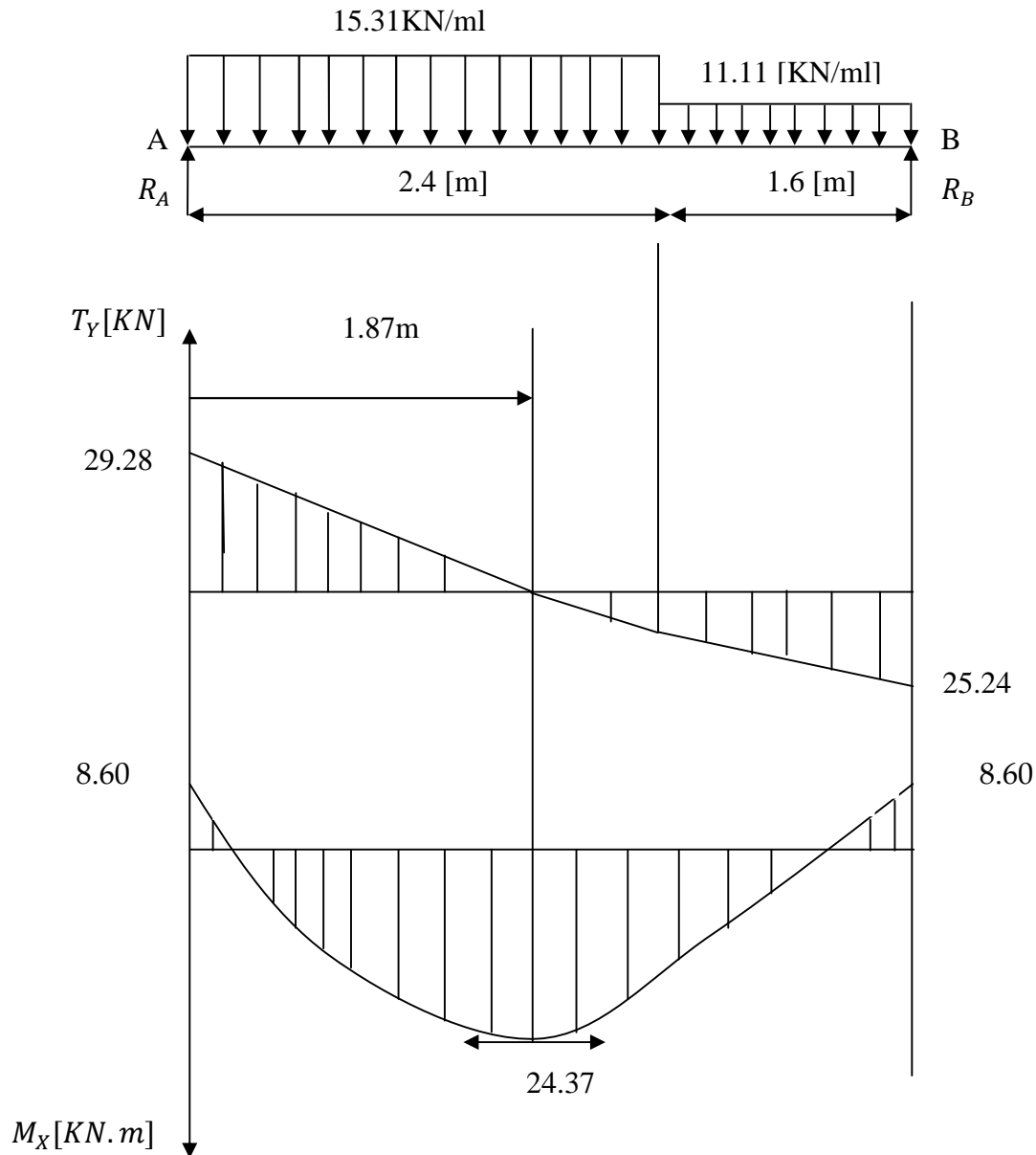
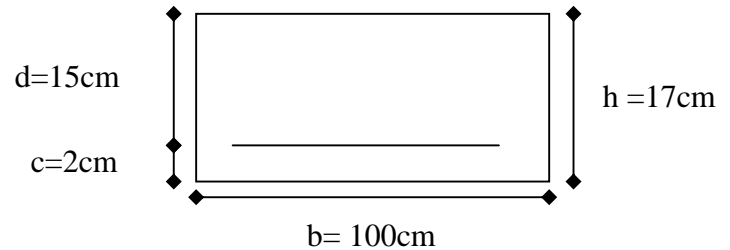


Fig.III.3.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.3. 3) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($ep = 17cm$)



1- Aux appuis:

$M_{ua} = -8.60 \text{ KN.m}$, $d=15cm$, $c=2cm$, $b=100cm$

a- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.60 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_u = 0.026 \leq 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{8.60 \times 10^3}{348 \times 15 \times 0.987} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** ; Soit **1HA8 tous les 25cm**.

b- Armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** ; soit **1HA8 tous les 25cm**.

2 -En travée :

$M_u^t = 24.37 \text{ KN.m}$

a -Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.37 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.076$$

$$\mu_u = 0.076 \leq 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{24.37 \times 10^3}{348 \times 15 \times 0.960} = 4.86 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12 = 5.65 cm²** ; soit **1HA12 tous les 17 cm**

b-armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4.71 cm²** ; soit **1HA10 tous les 17cm**

III.3. 4) Vérification à L'ELU :

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

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

- **Armatures principales** $\longrightarrow S_t < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \}$
 $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée
- **Armatures de répartition** $\longrightarrow S_t < \min \{ 4h ; 45\text{cm} \}$
 $S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

b) Condition de non fragilité :(Art A.4.21/BAEL91).....[2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{ad} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 2.51 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

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

a) Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

• **Calcul de τ_u^{max} :**

$$V_{\text{max}} = 29.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29.28 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.195 \quad ; \text{Donc } \tau_u = \mathbf{0.195 \text{ Mpa.}}$$

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

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ Mpa.}}$$

Calcul τ_{se} :

✓ **paillasse**

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

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.28 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226.08} = 0.91 \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \mathbf{0.91 \text{ Mpa}}$$

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

e) **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 τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

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 termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée

hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers **H**

Donc : $L_c = 18\text{cm}$

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

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 29,28 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0,43 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

❖ **Paillasse**

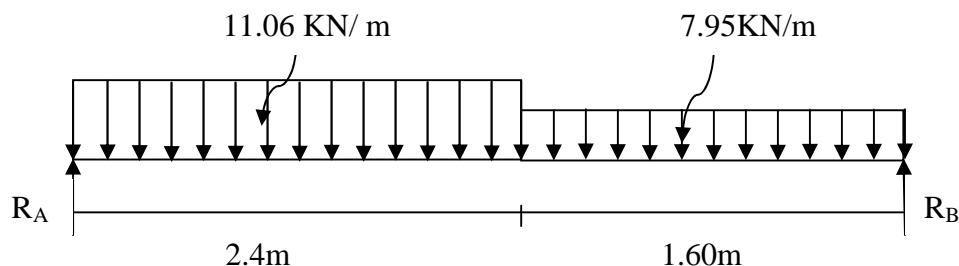
$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{29,28 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,84 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

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

III-3-5 Calcul à l'ELS :

Volée : $q_s^v = 8,56 + 2,5 = 11,06 \text{ KN / m}$

Palier : $q_s^p = 5,45 + 2,5 = 7,95 \text{ KN/ m}$



b) calcul des réactions d'appuis :

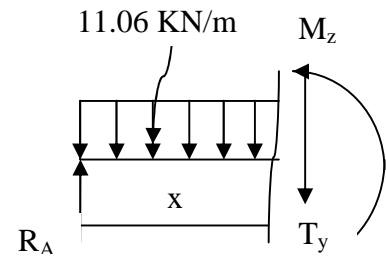
$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (11,06 \times 2,4) - (7,95 \times 1,60) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 39,26 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\Rightarrow 11.06 \times 2.4 \times 1.2 + 7.95 \times 1.6 \times 3.2 - 4R_B = 0 \\ &\Rightarrow R_B = 18.14 \text{ KN} \\ &R_A = 21.12 \text{ KN} \end{aligned}$$

c) calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 2.40\text{m}$



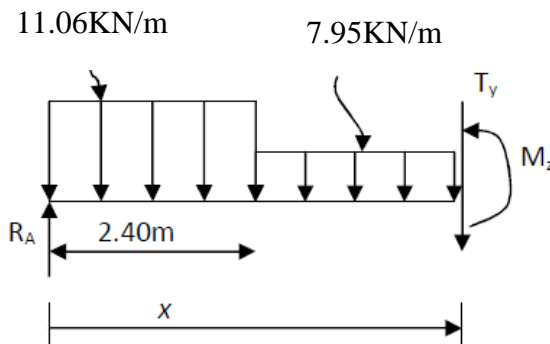
- Efforts tranchant

$$T_y = -11.06 x + 21.12 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +21.12 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x=0 \\ T_y = -5.42 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x= 2.40\text{m} \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$M_z = -11.06 \frac{x^2}{2} + 21.12 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x=0 \\ M_z = 18.85 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : 2.40 ≤ x ≤ 4.00m



- Efforts tranchant :

$$T_y = -7.95 x + 13.66 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -5.42 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \\ T_y = -18.14 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 4.00\text{m} \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$M_z = 8.95 + 13.66 x - 7.95 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 18.85 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x=2.40\text{m} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x=4.00\text{m} \end{cases}$$

- Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow x = 1.72 \text{ donc : } M_z(1.72) = 20.68 \text{ KN.m}$$

❖ En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.20 \text{ KN.m}$

$M_{ua} = -6.20 \text{ KN.m}$

-En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 17.58 \text{ KN.m}$

$M_{ut} = 17.58 \text{ KN.m}$

➤ Diagrammes M et T

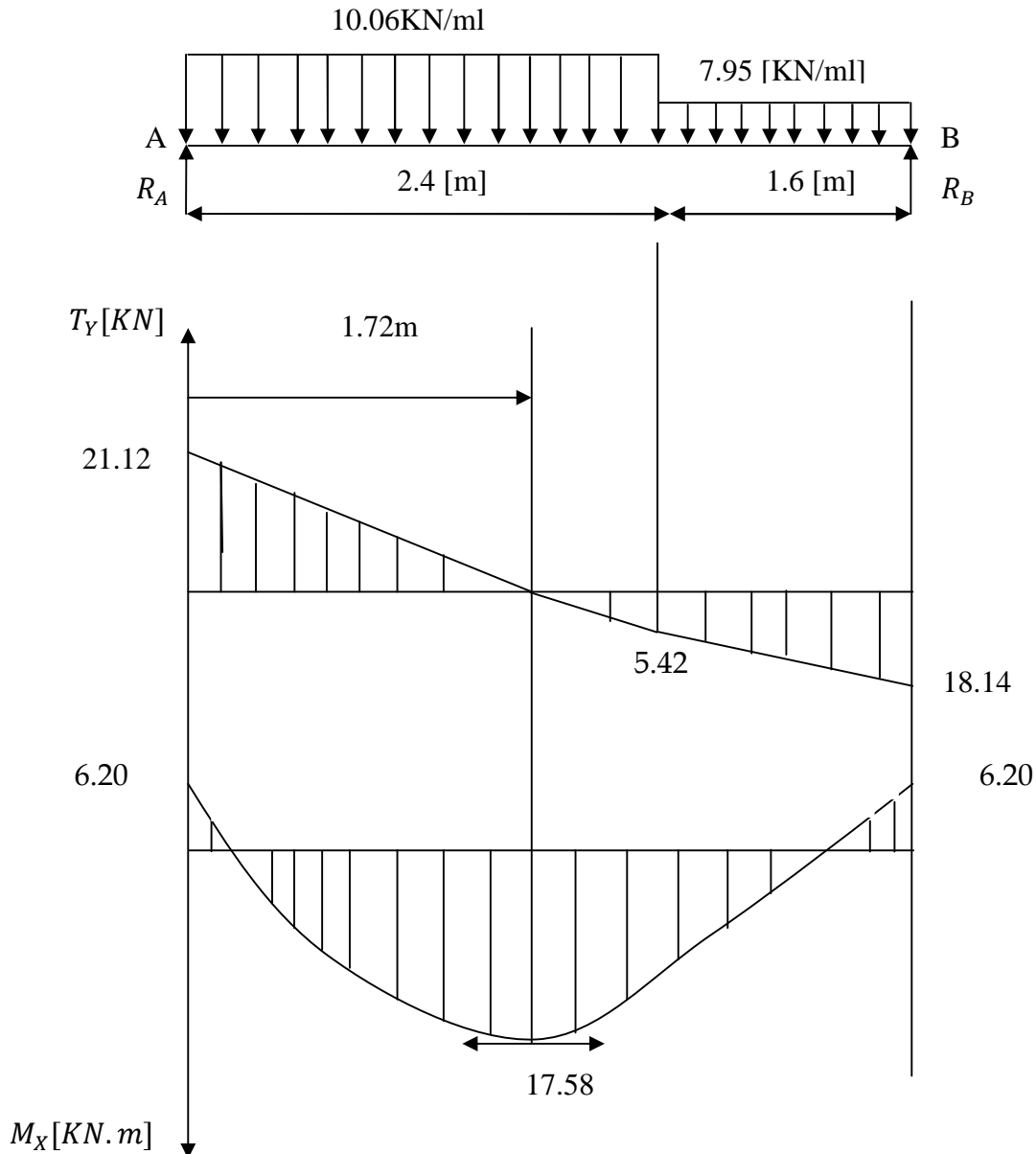


Fig.III.3.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-3-6 Vérification à l'ELS :

Vérification des contr:

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

-En travées : $A_t = 6.68\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{A_t \cdot 100}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.452$$

$$\rho = 0.452 \Rightarrow \beta_1 = 0.897 \Rightarrow \alpha_1 = 0.309 \quad \text{on a : } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.309 \Rightarrow K = 0.0298$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17.58 \times 10^3}{6.78 \times 0.897 \times 15} = 192.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0298 \times 192.71 = 5.74 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$ La condition est vérifiée

-Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0.167$$

$$\rho = 0.167 \Rightarrow \beta_1 = 0.933 \Rightarrow \alpha_1 = 0.201 \Rightarrow K = 0.0167$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6.20 \times 10^3}{2.51 \times 0.933 \times 15} = 176.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0167 \times 176.50 = 2.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.95 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$ La condition est vérifiée

d) Vérification de la flèche :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$c) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.17}{4.00} = 0.0425 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

-Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

➤ E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

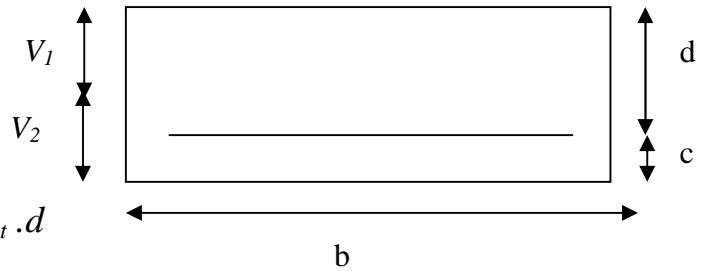
$$q_s = \max \{ 11.06 \text{ KN/ml} , 7.95 \text{ KN/ml} \} = 11.06 \text{ KN/ml.}$$

V_1 : position de l'axe neutre

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

$$V = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique} : S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t .d$$



B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t .d}{b h + 15 A_t} = \frac{\frac{100.17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 6.78} = 8.86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } I = \frac{100}{3} (8.86^3 + 8.14^3) + 15 \times 6.78 (8.14 - 2)^2$$

$$\mathbf{I = 44996.03 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5 \times (11.06 \times 4^4)}{384 \times 44996.03 \times 10^{-8} \times 10818.865 \times 10^3} = 0.0076 \text{ cm}$$

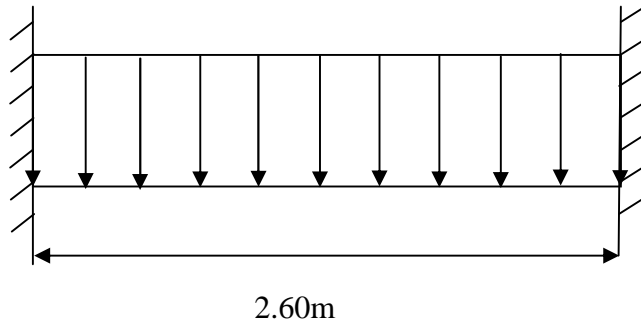
$$f < \bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

e) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34.

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

III-3-7 LA POUTRE PALIERE :

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant repose sur une poutre, considérée comme semi encastrée dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de 2,60m, comme le représente le schéma ci-dessous. Le calcul s'effectue en flexion simple.



a) Pré dimensionnement :

- Hauteur (ht): la hauteur ht est donnée par :

$$L_{\max} / 15 \leq ht \leq L_{\max} / 10 \quad \text{où : } L_{\max} : \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

ht : hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 2,60\text{m.}$$

$$260/15 = 17.33 \leq ht \leq 260/10 = 26 \quad \Rightarrow \quad 17.33\text{cm} \leq ht \leq 26\text{cm.}$$

➤ Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ ht \geq 30 \text{ cm.} \longrightarrow \text{on prend : } ht=30\text{cm.} \\ ht/b < 4. \end{array} \right.$$

- Largeur (b):

$$0,4 ht = 12 \leq b \leq 0,7 ht = 21 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

on prend : b=25cm.

$$\text{donc : } (b \times h) = (25 \times 30).$$

b) Détermination des charges

Poids de poutre.....G = 0,25x0,3x25 = 1,875 KN/ml.

L'effort tranchant de la pailasse : Tu = 29.28 KN.

Ts = 21.12 KN.

-Hypothèse: Nous considérons que la poutre palière est uniformément chargée

➤ Combinaison de charges:

ELU: $q_u = 1,35G + (2Tu/L) = 1,35(1,875) + (2 \times 29,28/2,60) = 25,05 \text{ KN/ml}$
 $q_u = 25,05 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + (2Ts/L) = 1,875 + (2 \times 21,12/2,60) = 18,121 \text{ KN/ml}$
 $q_s = 18,121 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des efforts à l'ELU

- **Moments fléchissant:**

ELU: $M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 25,05 \times 2,60^2 / 8 = 21,16 \text{ KN.m}$

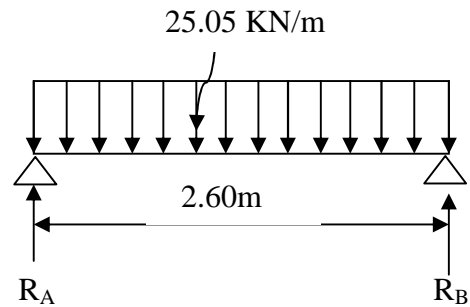
$M_t = 0,85 M_{0u} = 17,98 \text{ KN.m}$

$M_a = -0,3 M_{0u} = -6,35 \text{ KN.m}$

ELS: $M_{0s} = q_s L^2 / 8 = 18,121 \times 2,60^2 / 8 = 15,31 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,85 M_{0s} = 13,01 \text{ KN.m}$

$M_a = -0,3 M_{0s} = -4,60 \text{ KN.m}$

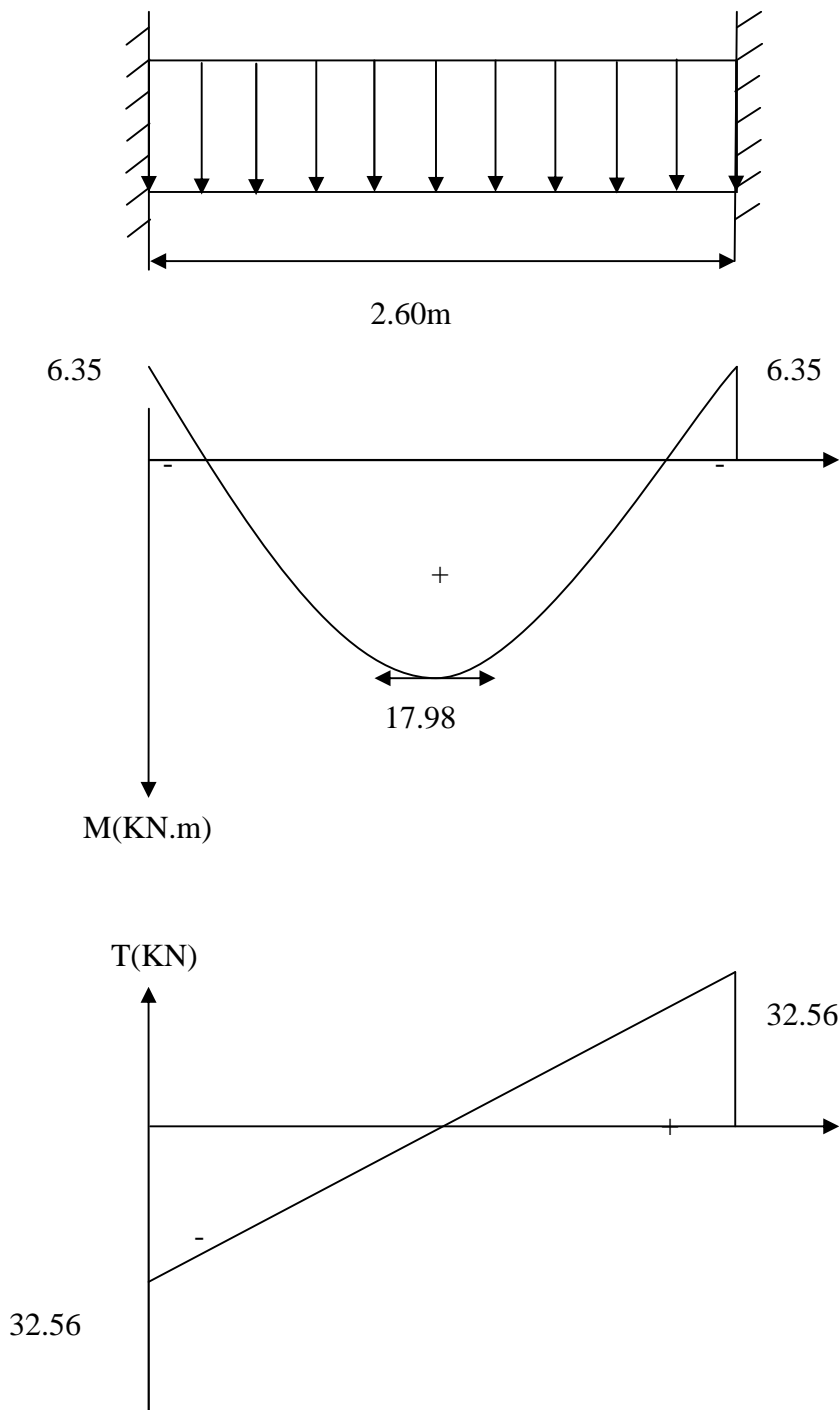


- **Efforts tranchants:**

$T_u = q_u L / 2 = 25,05 \times 2,60 / 2 = 32,56 \text{ KN}$

$T_s = q_s L / 2 = 18,121 \times 2,60 / 2 = 23,56 \text{ KN}$

➤ Diagrammes M et T



c) Calcul d'armatures en flexion simple:

1) En travée

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 17.98 / (0.25 \times 0.28^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.064.$$

$$\mu_b = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = M_t / (\beta d f_e / \gamma_s) = 17.98 \times 10^3 / (0.967 \times 28 \times 348) \Rightarrow A_t = 1.91 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons **3HA10 = 2.36 cm²**.

2) Sur appuis :

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 6.35 / (0.25 \times 0.28^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.023.$$

$$\mu_b = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.9885$$

$$A_a = M_t / (\beta d f_e / \gamma_s) = 6.35 \times 10^3 / (0.9885 \times 28 \times 348) \Rightarrow A_a = 0.66 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons **3HA10 = 2.36 cm²**.

d) Vérifications à l'ELU:

1- Condition de non fragilité: : (BAEL91/Art4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.85 \text{ cm}^2$$

-En travée: $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

-Sur appuis: $A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2- Condition de l'effort tranchant : fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32.56 \times 10}{25 \times 28} = 0.46 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

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

f) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{4000} \left(32.56 \times 100 + \frac{-6.35 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$0.86 \text{ cm}^2 < A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

g) Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0.4 b \times 0.9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 32.56 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

4- Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.56 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

5- Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.30 \text{ mm} = 42.33 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le

BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0,4l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93$

On prend 15cm.

e) Calcul d'armatures transversales (art. A.7,2.2 / BAEL 91):

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = \min \{ h/35, b/10, \Phi_l \}$.

h : hauteur totale d'élément (h=30cm).

Φ_l: diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément (b =25cm).

$$\Phi_t = \min \{ 8,6 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 10 \text{ mm} \} = 8,6 \text{ mm}$$

Donc, nous choisirons le Φ8.

$$\text{Nous adopterons } A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2 .$$

➤ Calcul d'espacements:

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante : $St = \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$.

Nous prendrons **St=25cm**.

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

$$A_t \cdot f_e / b \cdot St \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$1,01 \times 100 \times 400 / 250 \times 250 = 0,646 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f) Vérification à L'ELS :

$$q_s = 18.12 \text{ KN/ml} .$$

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

- Sur appuis : $M_{sa} = -0.3M_s^{\max} = -0.3 \times 15.31 = -4.60 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{st} = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 15.31 = 13.01 \text{ KN .m}$

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

-Etat limite de compression du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.27 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d A_a} = \frac{4.60 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.36} = 76.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{73.5}{15} \times \frac{0.27}{1 - 0.27} = 1.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_s = \frac{100 \cdot A_t}{b d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.270 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d A_t} = \frac{13.01 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.36} = 216.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{216.35}{15} \times \frac{0.27}{1 - 0.27} = 5.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.33 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{l} = \frac{30}{260} = 0.1154 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

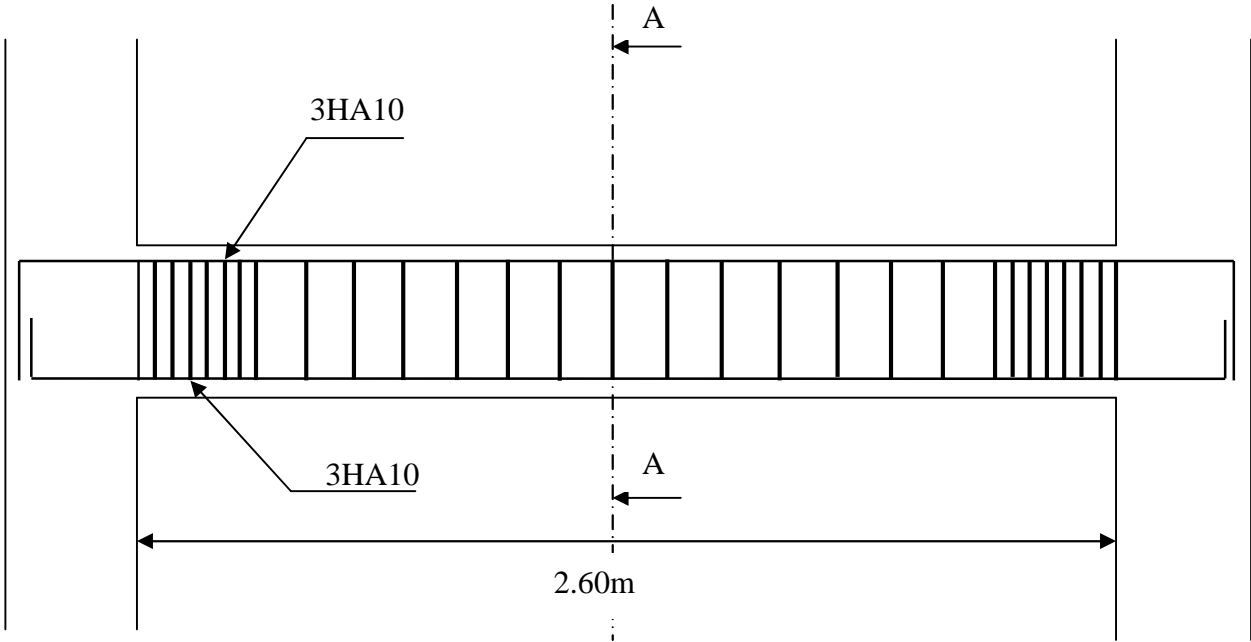
$$\diamond \frac{h}{l} = 0.1154 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13.01}{10 \times 15.31} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^2}{250 \times 280} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

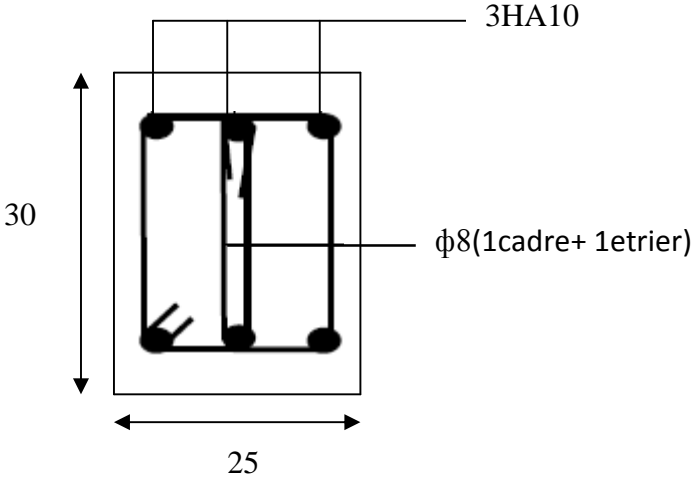
➤ On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

3- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification à effectuer.



Ferraillage de la poutre palière.



Coupe A-A

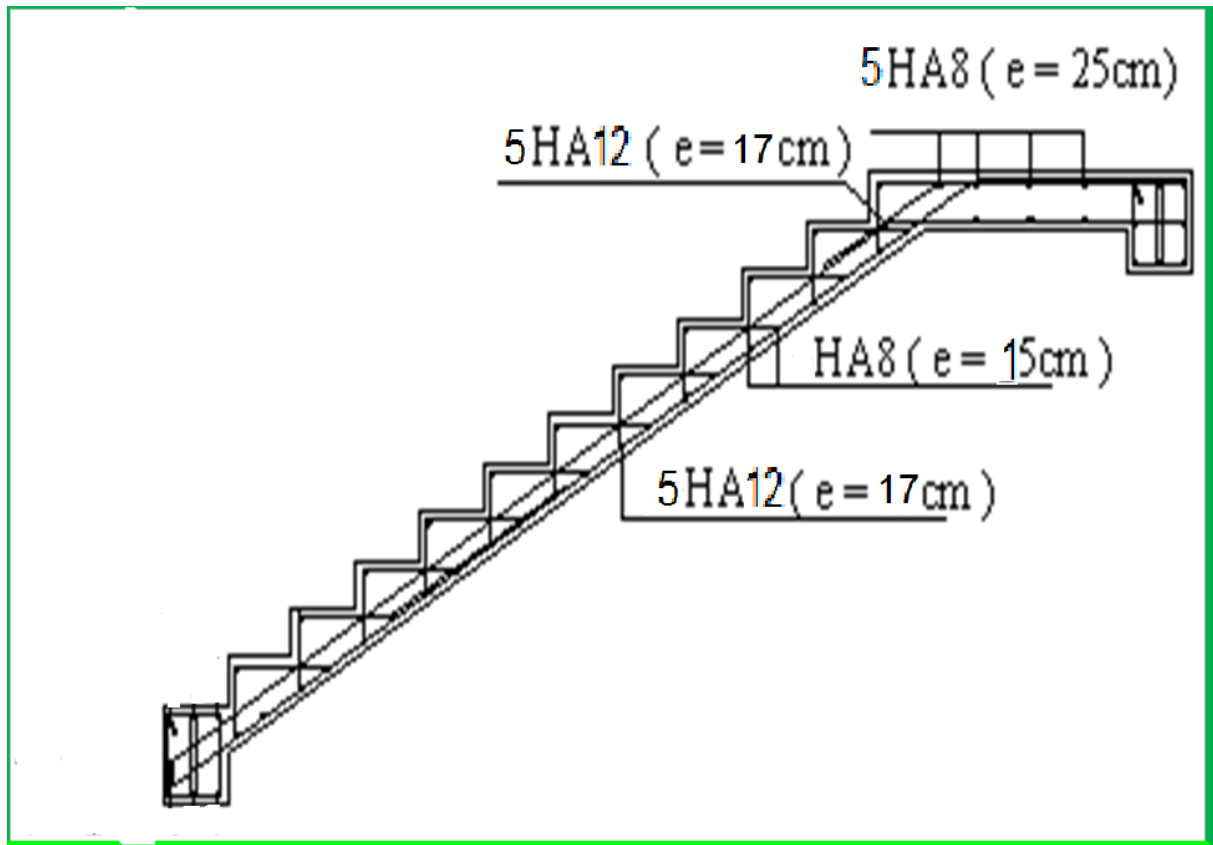


Fig. III-4: Ferrailage des escaliers (deux types)

III.4) Les Balcons :

Sont réalisés en dalle pleine et sont équipés d'un garde-corps, ayant les dimensions suivantes :

Largeur : 1,20[m]

Longueur : 3,5 [m]

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12,0[cm]$$

Soit $e = 15[cm]$.

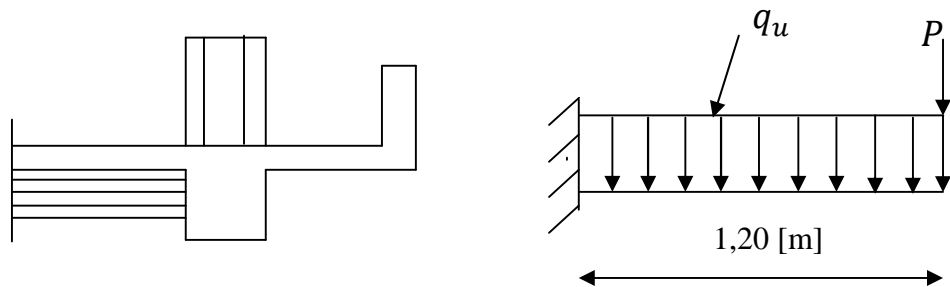


Figure III.4.1. Schéma statique du balcon

III.4.1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1 m de balcon.

1) Charges permanentes :

- a) Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1m = 3,75[KN/ml]$
- b) Poids des revêtements :
 - c) Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44[KN/ml]$
 - d) Mortier de pose : $0,032 \times 20 \times 1 = 0,4 [KN/ml]$
 - e) Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36 [KN/ml]$
 - f) Enduit ciment $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44 [KN/ml]$

$$\mathbf{G = 5,39[KN/ml]}$$

2) Charge concentrée :

- ✓ Poids propre du garde-corps : $P = (0,9 + 0,64) \times 1,4 \times 1 = 2,16[KN]$
- ✓ Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1[KN]$

3) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 [KN/ml]$$

III.4.2) Combinaisons de charges :

1. L'ELU :

a) Dalle:

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = 12,53 [KN/ml].$$

b) Garde-corps :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 2,16 = 2,92 [KN].$$

2. L'ELS:

• Dalle :

$$q_s = G + Q = 5,39 + 3,5 = 8,89 [KN/ml].$$

• Garde-corps : $P_s = 2,16 [KN]$.

III.4.3) Calcul des moments :

➤ Le moment provoqué par la charge P_u est :

$$M_{Pu} = -P_u \times L = -2,92 \times 1,20 = -3,50 [KN.m].$$

➤ Le moment provoqué par la charge q_u est :

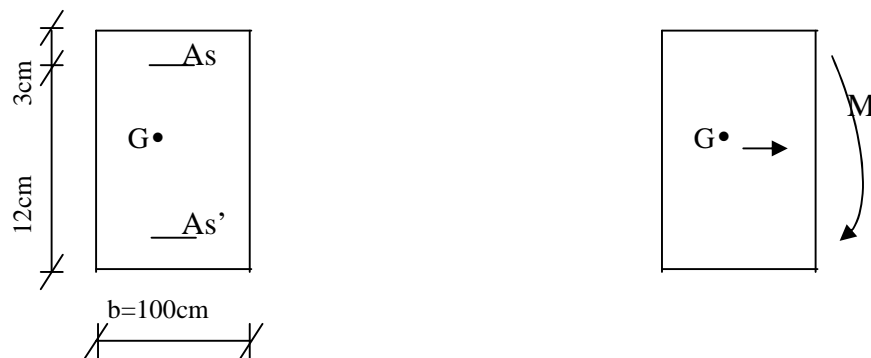
$$M_{qu} = -\frac{q_u L^2}{2} = -\frac{12,53 \times (1,20)^2}{2} = -9,02 [KN.m].$$

➤ Le moment total est :

$$M_u = M_{Pu} + M_{qu} = -12,52 [KN.m]$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue.

III.4.4) Ferrailage :



On a : $M_u = 12,52 [KN.m] C = 3 [cm]$ (enrobage)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,52 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,074$$

$\mu = 0,061 < 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,061 \quad \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,52 \times 10^5}{0,968 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,10 [cm^2].$$

Soit 6HA 12 = 6,78[cm²] avec un espacement $S_t = 16 [cm]$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 [cm^2]$$

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

III.4.5) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 [cm^2]$$

$A = 6,78 [cm^2] > A_{min} = 1,45 [cm^2] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

On doit Vérifier que :

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

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12,53 \times 1,20 + 2,92 = 17,96 [KN].$$

$$\tau_u = \frac{17,96 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,150 [MPa].$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}, 4MPa] = 2,5 [MPa].$$

$\tau_u = 0,150 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i = n\pi\Phi$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 [cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{17,96 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,1} = 0,735 [MPa].$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa].$$

$\tau_{se} = 0,735 [MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [MPa]. \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement (A6.1.23 BAEL91)

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 [cm].$$

Soit $l_s = 43 [cm]$

Soit une longueur hors crochet égale à :

$$l_a = 0,4l_s = 17,2 [cm]$$

e) Écartements des barres :

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min\{2h ; 25\text{cm}\} = 25[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5) Vérification à L'ELS :

a) Combinaison de charges :

- Dalle :

$$q_s = G + Q = 5,73 + 3,5 = 8,89 [\text{KN/ml}].$$

- Garde-corps :

$$P_s = 2,16[\text{KN}].$$

b) Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{ps} = -\frac{q_s l^2}{2} - p_s \times l = -\frac{8,89 \times 1,20^2}{2} - 2,16 \times 1,32$$

$$M_s = -8,99[\text{KN.m}].$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

c) Contraintes dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,99 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,044 \Rightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,52}{8,99} = 1,392$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,392-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,446$$

$$\alpha = 0,0562 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4456 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est préjudiciable

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta n f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_1)$$

- Calcul de y_1 :

$$b \times \frac{y_1^2}{2} - n \times A_s(d - y_1) = 0 \quad \Rightarrow 50 \times y_1^2 - 15 \times 6,78(12 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 101,7y_1 - 1220,4 = 0 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 504,4$$

$$y_1 = 4,03[\text{cm}]$$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,03^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (12 - 4,03)^2$$

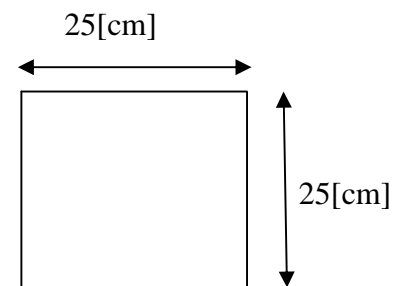
$$I = 8641,77 [\text{cm}^4]$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{8,99 \times 10^6}{8641,77 \times 10^4} \times (120 - 40,3) = 124,37 [\text{Mpa}]$$

$$\sigma_{st} = 124,37[\text{Mpa}] < \sigma_{st} = 201,63[\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

On opte pour un dimensionnement forfaitaire de (25× 25)
[cm²]

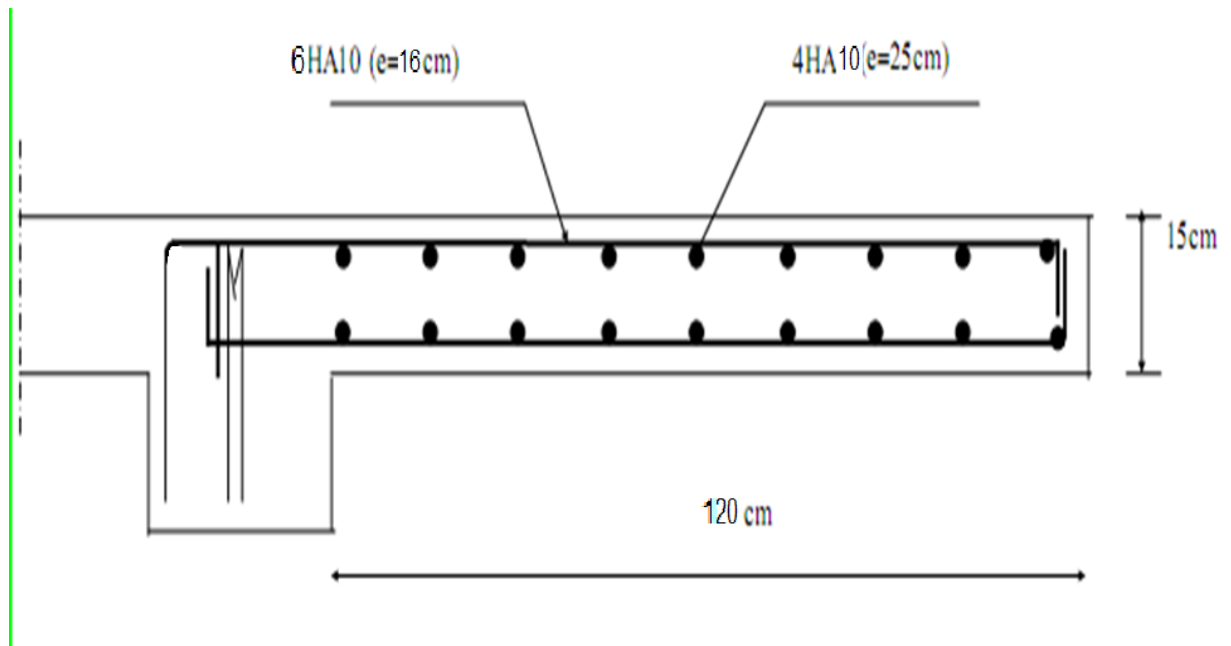


- **Ferraillage :**

La poutre sera ferraillée avec la section minimale exigée par le RPA99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 25 \times 25 = 3,75 [\text{cm}^2]$$

On prend $A = 4HA12 = 4,52[\text{cm}^2]$ avec des cadres de HA8 et des espacements de 15 [cm]



Ferrailage du bacon

III.5) L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute.

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral $Q=1[\text{KN}]$ dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

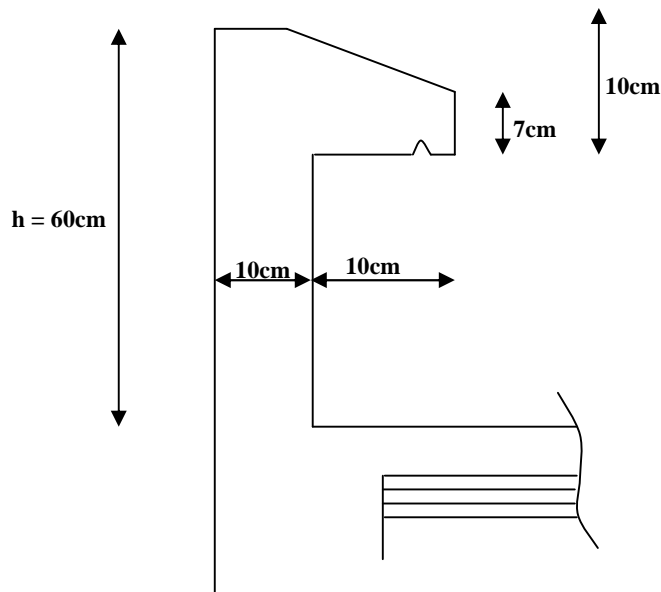


Figure. III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-5-1) Détermination des sollicitations :

a) Schéma statique :

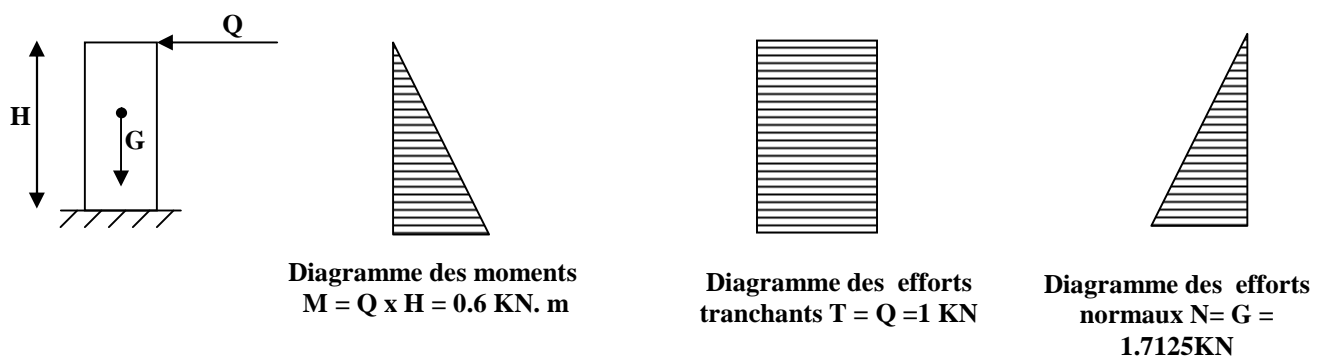


Figure III-5-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

b) Calcul des efforts :

- **Effort normal dû au poids propre N :**

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right]$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml} ; \quad N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton armé.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

G : poids propre.

- **charge d'exploitation : Q = 1KN/ml.**

- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ [ml]} = 0,6 \text{ [KN. m]}.$$

- **Effort tranchant T:**

$$T = Q \times 1 \text{ [ml]} = 1 \text{ [KN]}.$$

III-5-2) Combinaison de charges :

- a) **l'ELU** : La combinaison de charges est : $1,35G + 1,5 Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ [KN. m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

- b) **l'ELS** : La combinaison de charges est : $G + Q$.

$$N_s = \left\{ \begin{array}{l} N_s = 1,7125 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_s = \left\{ \begin{array}{l} M_s = 0,6 \text{ [KN.m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

III.5.3) : détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

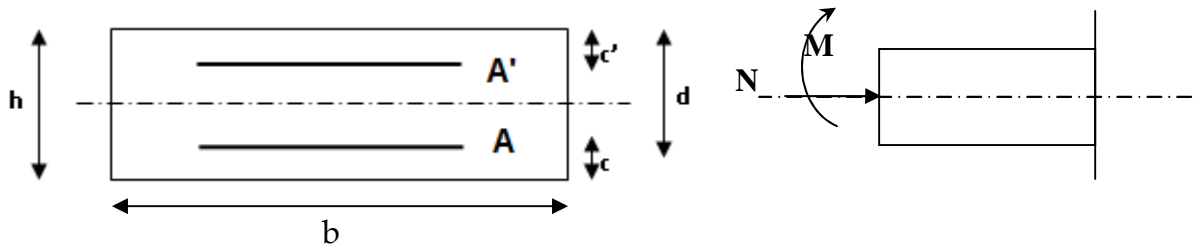


Fig III-5-3 : schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

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

a) Calcul des armatures à l'ELU :

1) Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec : a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

2) Calcul en flexion simple (section fictive) :

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,9694\text{ KN. m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995..$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire) $A_s = 0$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 35 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

3) Calcul en flexion composée (armatures réelles):

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312}{34,8} = 0,283 [\text{cm}^2]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 [\text{MPa}].$$

4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (de la section minimal): (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35\text{m} = 35 [\text{cm}]$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 [\text{MPa}].$$

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

$$A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2].$$

- **Conclusion :**

On remarque que $A < A_{\min}$ alors Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement de 25cm.

d) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50 [\text{Cm}^2].$$

Soit : 3HA8 = 1.51cm² avec un espacement S_t = 25cm.

b) Vérification au cisaillement [Art A5.1 ; 1.BAEL91]:

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 [\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0,0188 [\text{Mpa}].$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

B : la largeur de la bande considérée = 100cm.

d : hauteur utile de la section, d = h - c.

c) Vérification de l'adhérence des barres [Art A 6.1, 3..BAEL] :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15\text{MPa} (\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

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

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \emptyset.$$

$$\sum u_i = 5\pi \times 0,8 = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 [\text{cm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,16\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc il n'y a}$$

pas de risque d'entraînement des barres.

d) Espacement des barres :

Armatures principales : S_t < min (3h, 33cm) = 30cm.

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : S_t < min (4h, 45cm) = 40 cm.

$$S_t = 25 \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres [Art A.6.1, 23..BAEL91]:

Longueur de scellement L_s est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40 \text{ cm.}$$

$$L_s = 30 \text{ cm.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,67, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ [MPa]}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920. \Rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,558 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 40.558 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} \times 40.558 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

Armatures principales.....4HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm.

Armatures de répartitions.....3HA8 = 1.51cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm.

- **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

L'action des forces horizontales F_p , est calculée suivant la formule :

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

Avec :

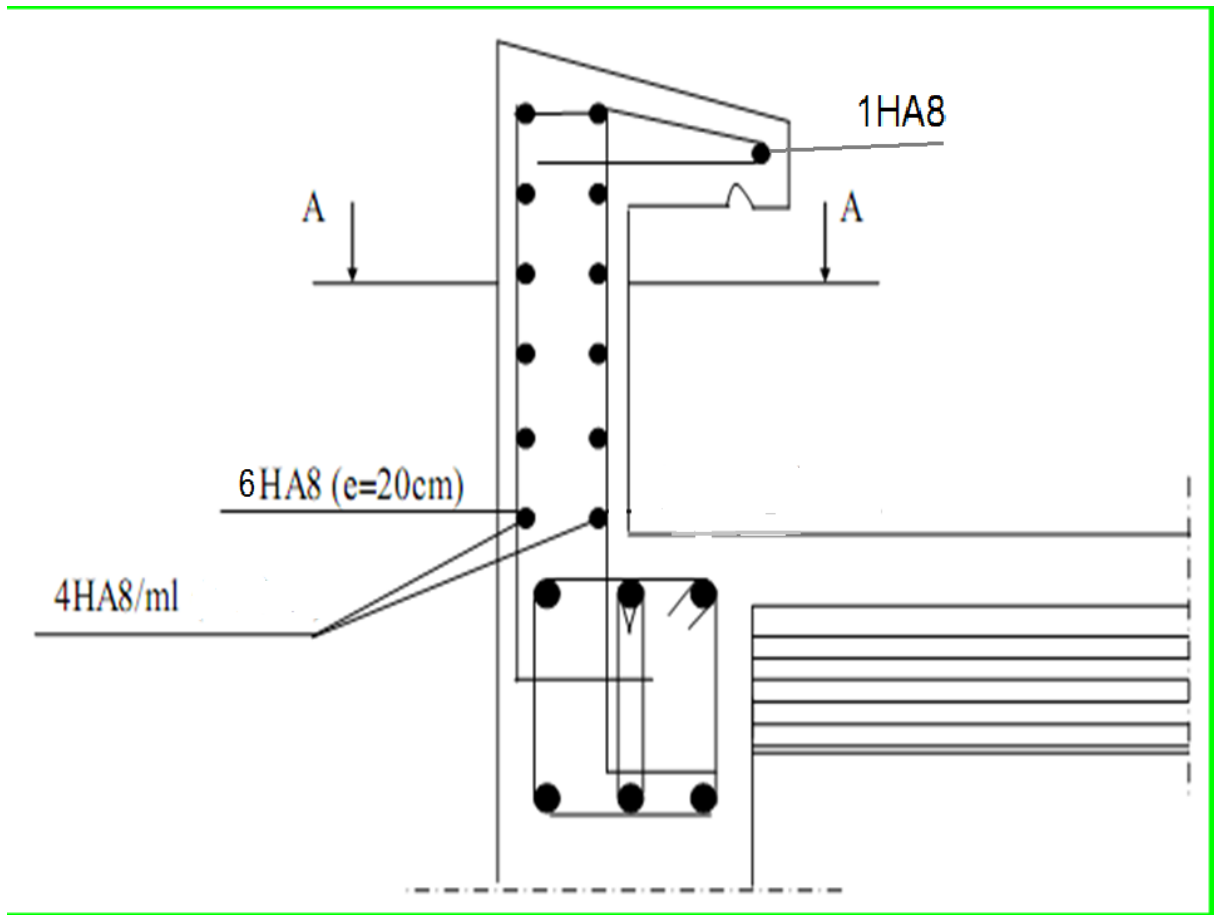
A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (II_a) et le groupe d'usage du bâtiment(2) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \Rightarrow Soit : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,7125[\text{KN/ml}]$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN / ml}$

$F_p = 0.882 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml} \Rightarrow$ le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre
Les charges sismiques



Ferrailage du l'acrotère

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3) Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une

interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en

vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000, ROBOT et SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



IV-5) : Etapes de modélisation :

IV .5.1) : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

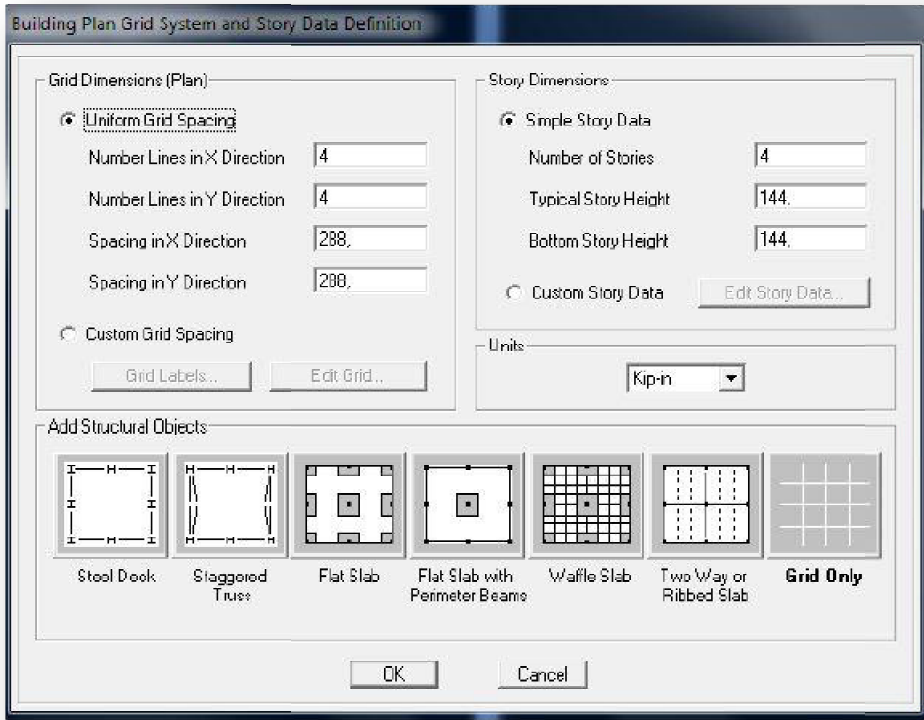
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

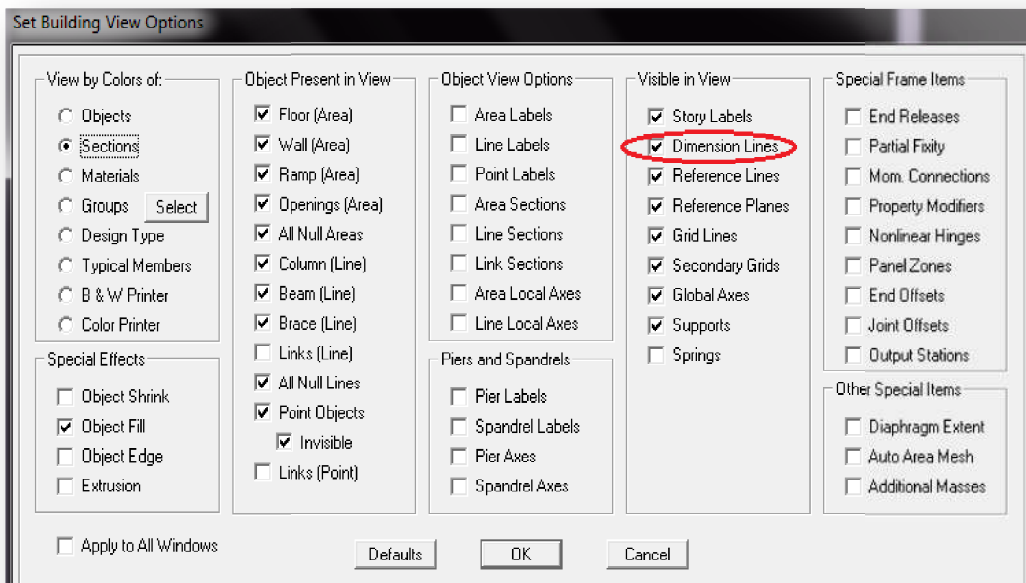
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

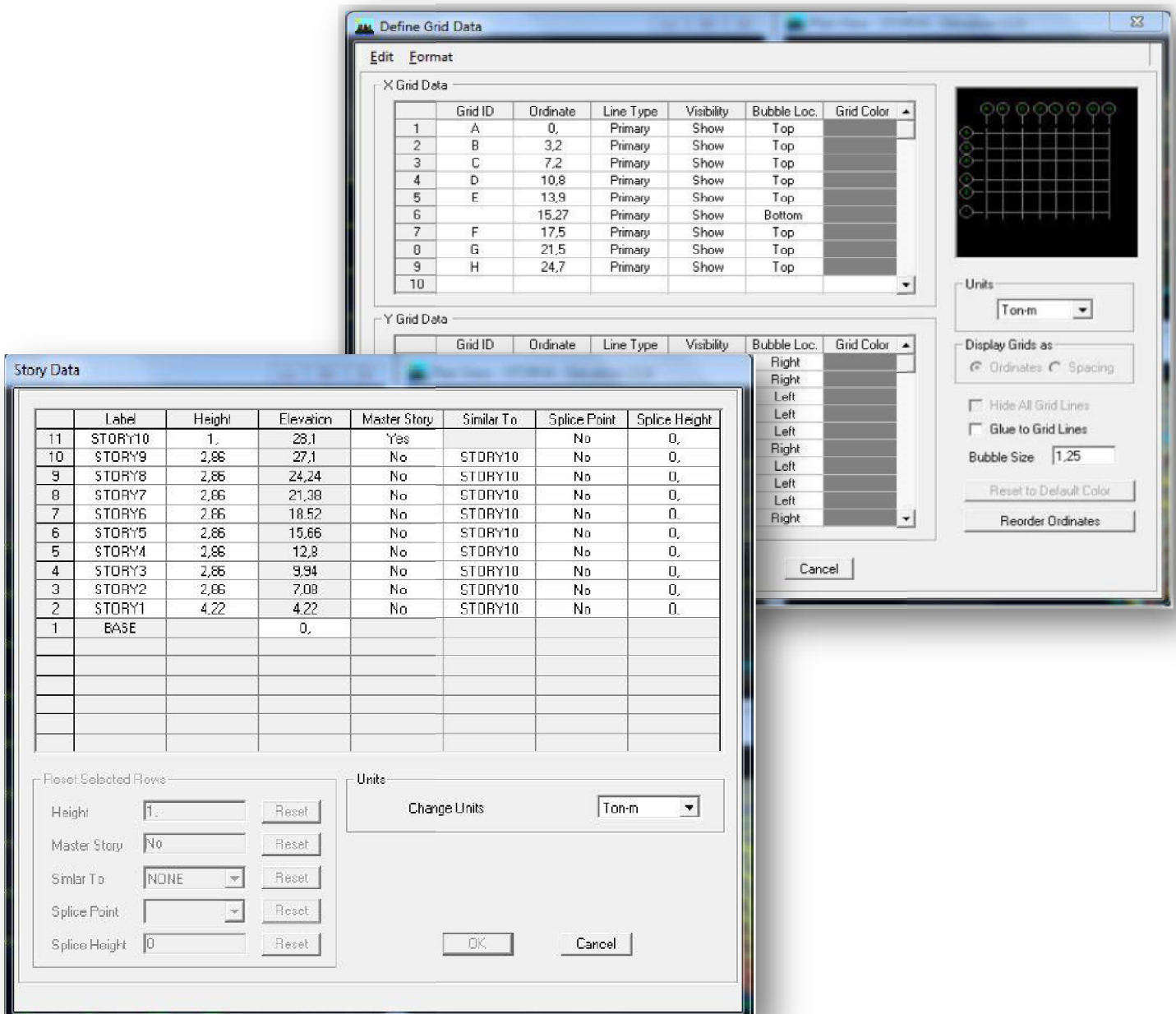
c) Vérification des dimensions :

View → set building view options



d) Modélisation de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

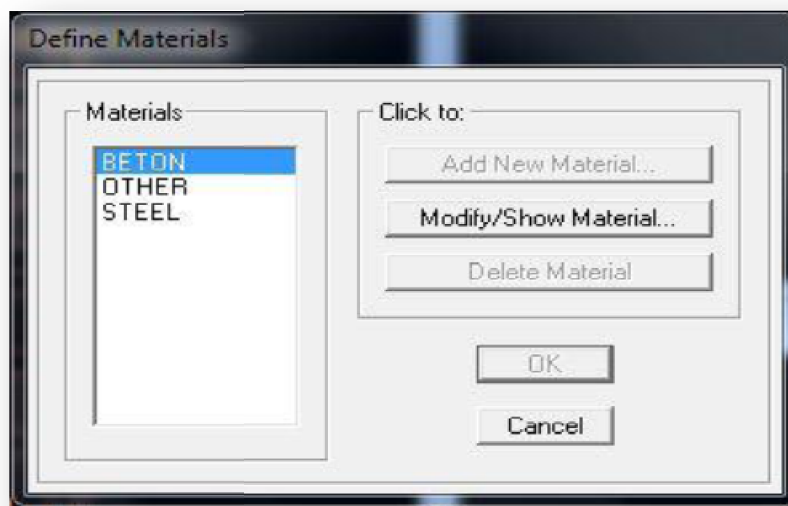
-Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

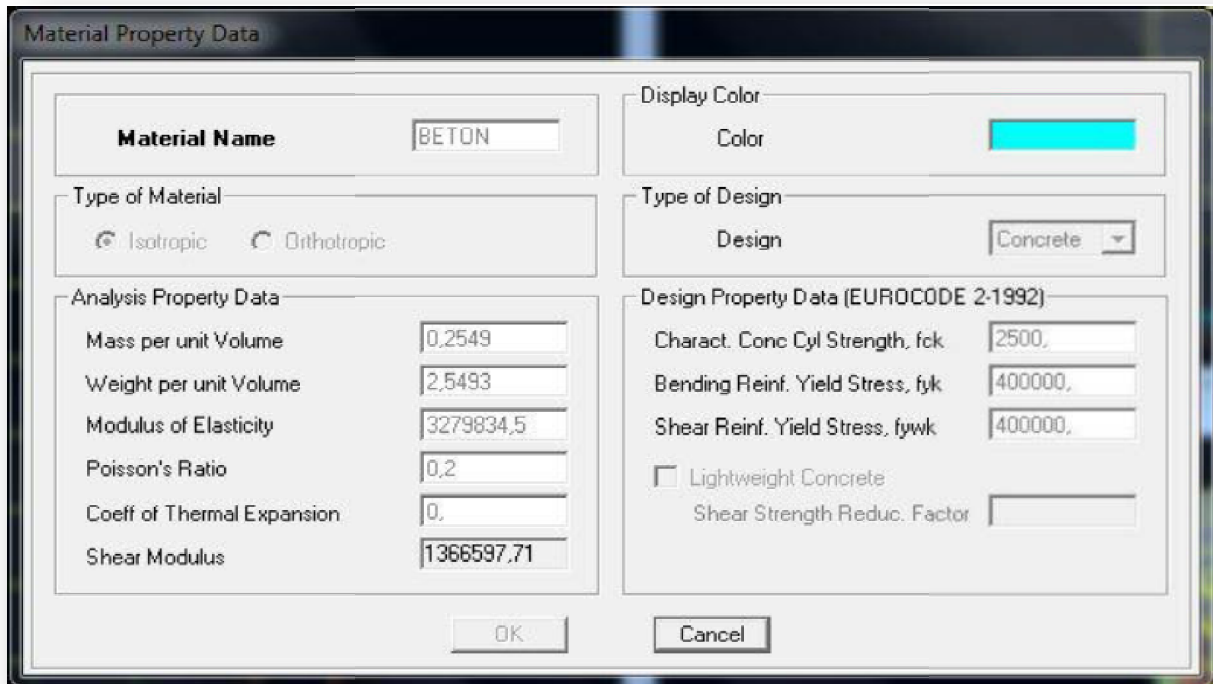
-Enfin on valide avec OK

Propriétés mécanique du matériau utilisé : 

define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :





IV-5.2) : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

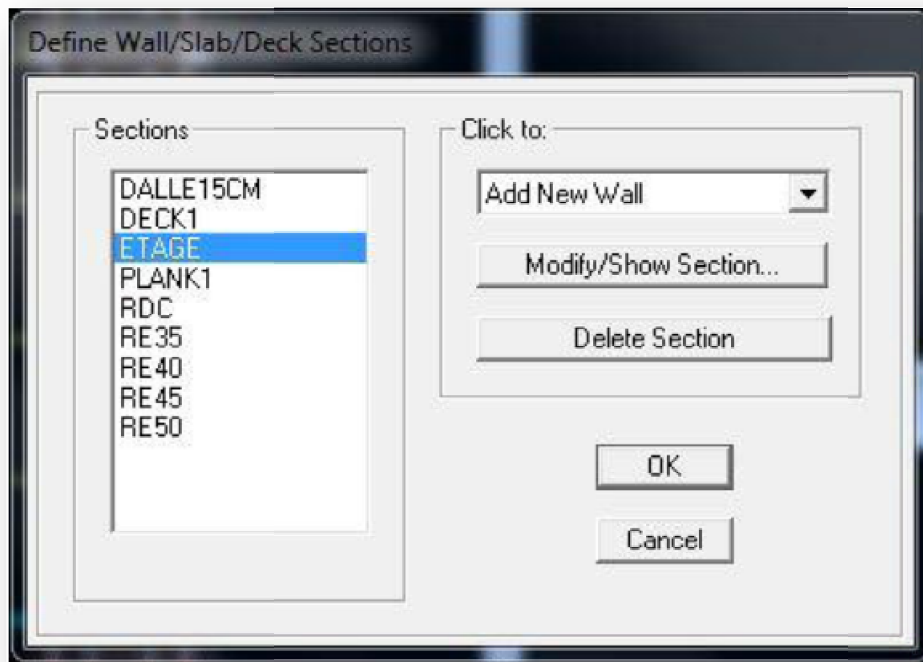
a) Choix des sections :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée .Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard», il faut d’abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres ,voiles....Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

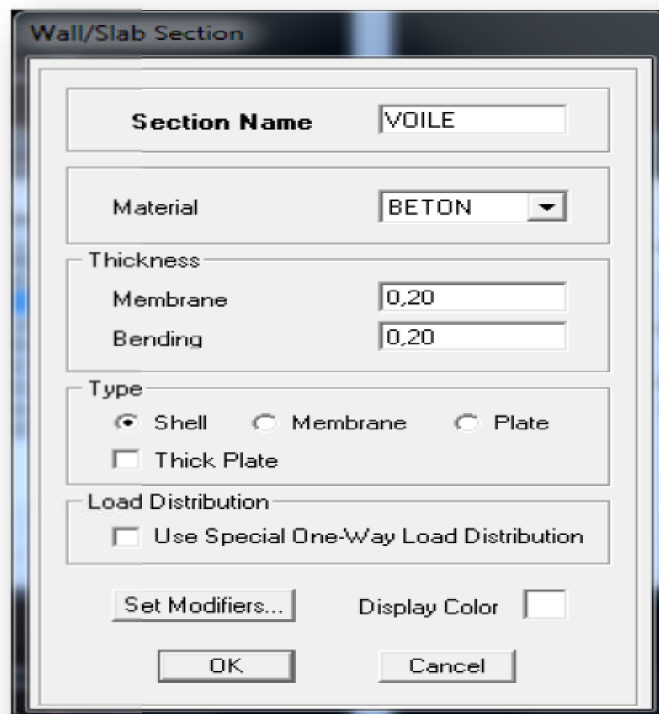
b) Définition des sections :

- *Pour définir les voiles*


Dans le menu déroulant choisir  :Define→wall/slab/deck section out



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :



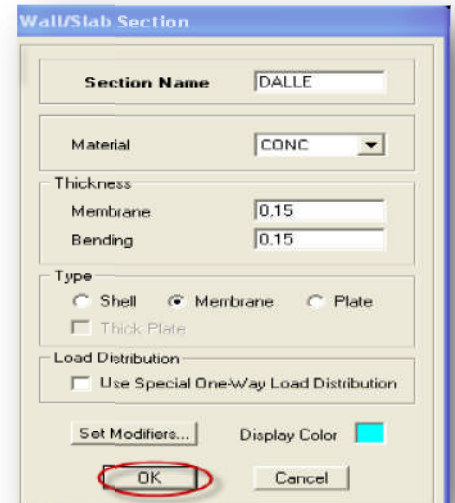
Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.


-Pour tracer le voile librement on choisit  .

- *Pour définir les dalles pleines*

Define puis wall/slab/deck section → Add New Slab



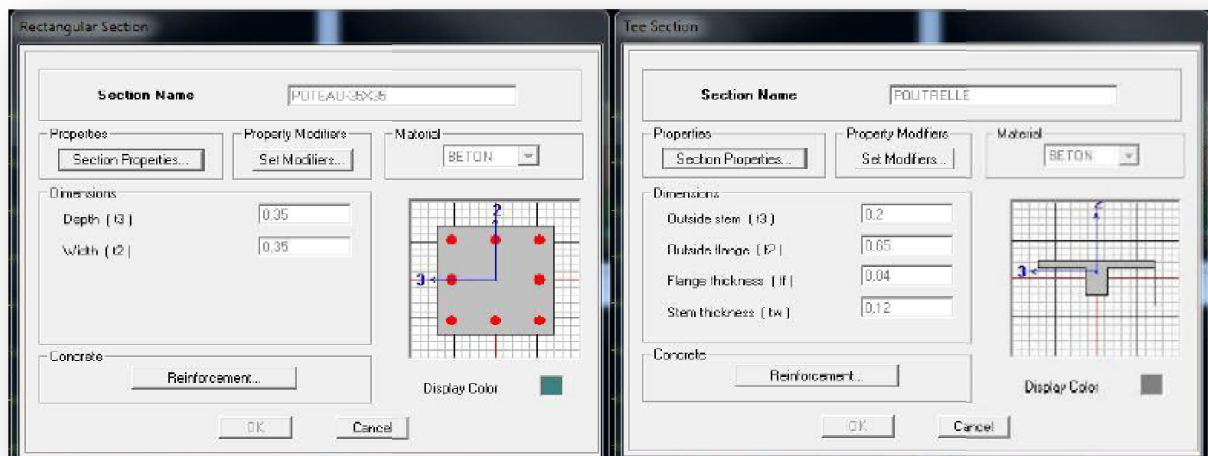
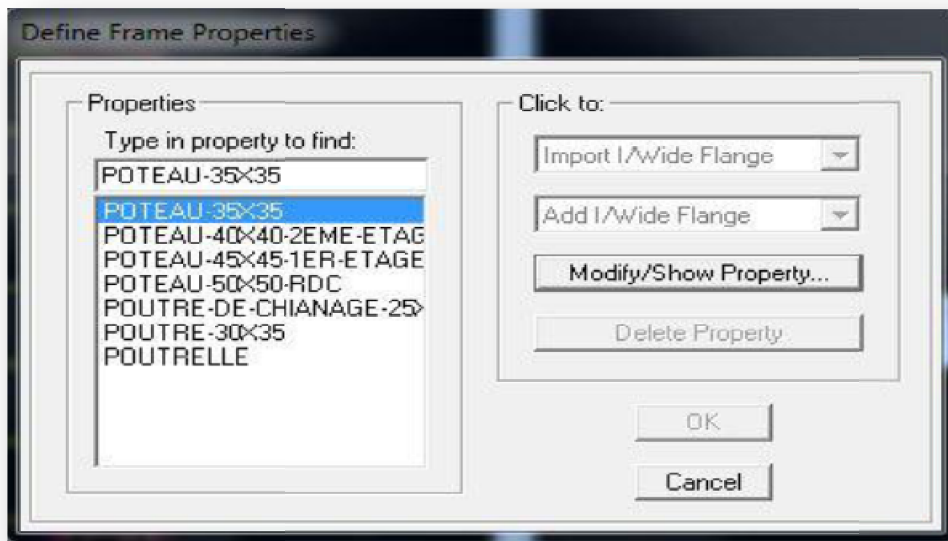
- *Poutres et poteaux :*

Define → frame sections ou ()

Icône properties → on sélection tout →delete property


Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

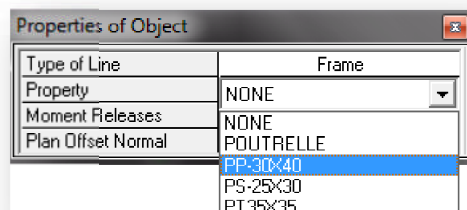
Remarque : lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

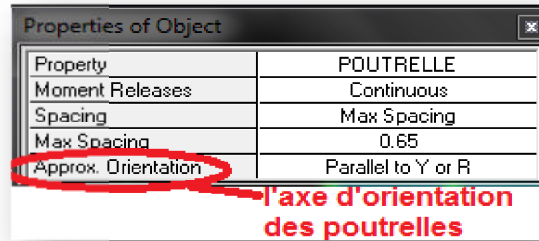
Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :

- *Les poutres* : Draw → Draw line objects → create lines in region 





- *Les poutrelles:*

Draw → Draw line objects → create secondary Beam in region or at clicks 




- *Les poteaux:*

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ()

Remarque:  cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

- *Les dalles plaines:*

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas ,

Out (create areas at clicks )

- *Les voiles:*

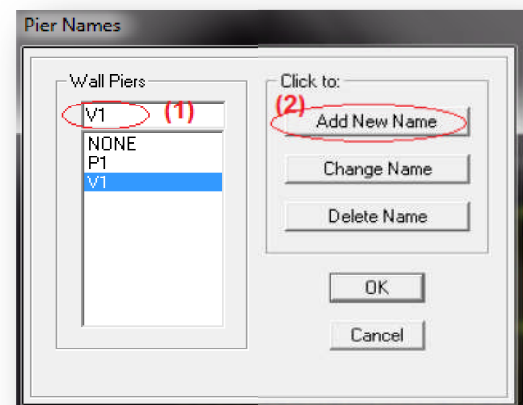
Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais il faut se mettre en élévation.

Remarque :


- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les définit comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

- Sélectionner le voile et les raidisseurs.
- Poursuivre l'instruction suivante

Assing → Shelle/ Area → Pier Label 



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**

On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Remarque :

Si les éléments de la structure sont les même pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage.


IV-5.3): troisième étape

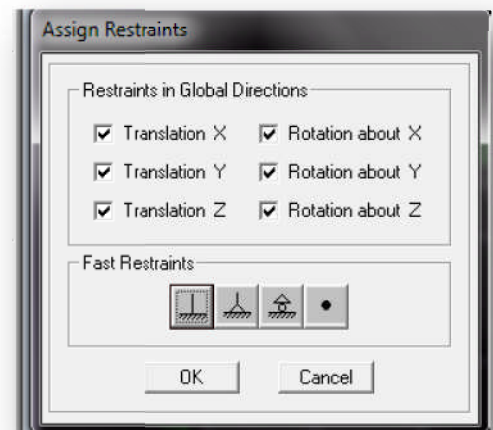
Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu **Assigne** → **joint/point**, puis

Restreints (support), ou en cliquant sur 



- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui 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 nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
 - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
 - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
 - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
 - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

b) Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

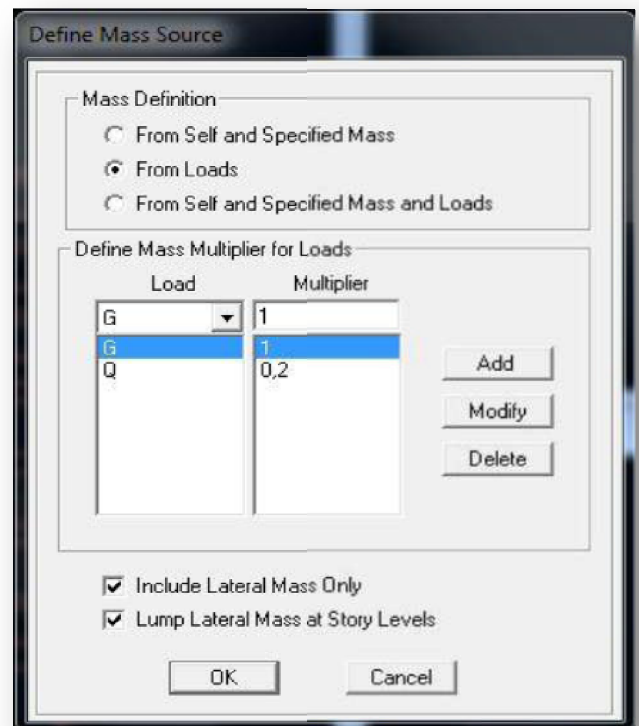
β : Coefficient de pondération,

$$\beta = 0.2$$

L'instruction : **Define** →

masse source 

Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.



c) Diaphragme:

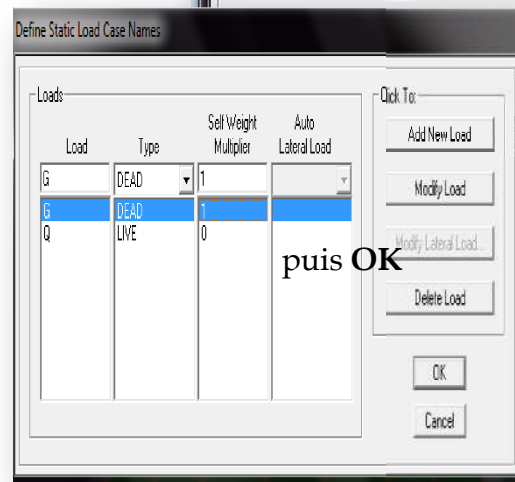
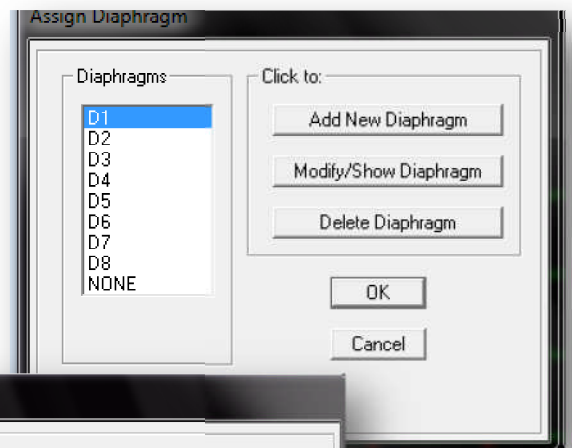
Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigiddiaphragm 

On choisit **Add New Diaphragm**→

On va l'appeler **D1** puis ok



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

IV-5.4:quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

a) Charge Statiques (G et Q):

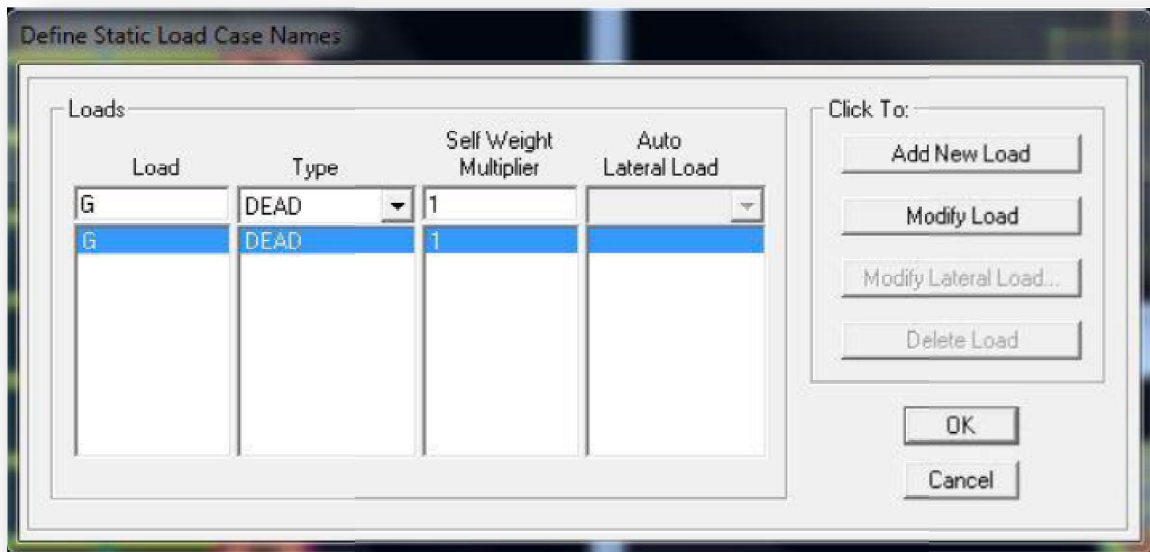
La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q

- **Charges permanentes G :**

Load Name (nom de a charge)

Type: DEAD (permanent)

Self-weigh multiplier (coefficient intern poids proper): 1

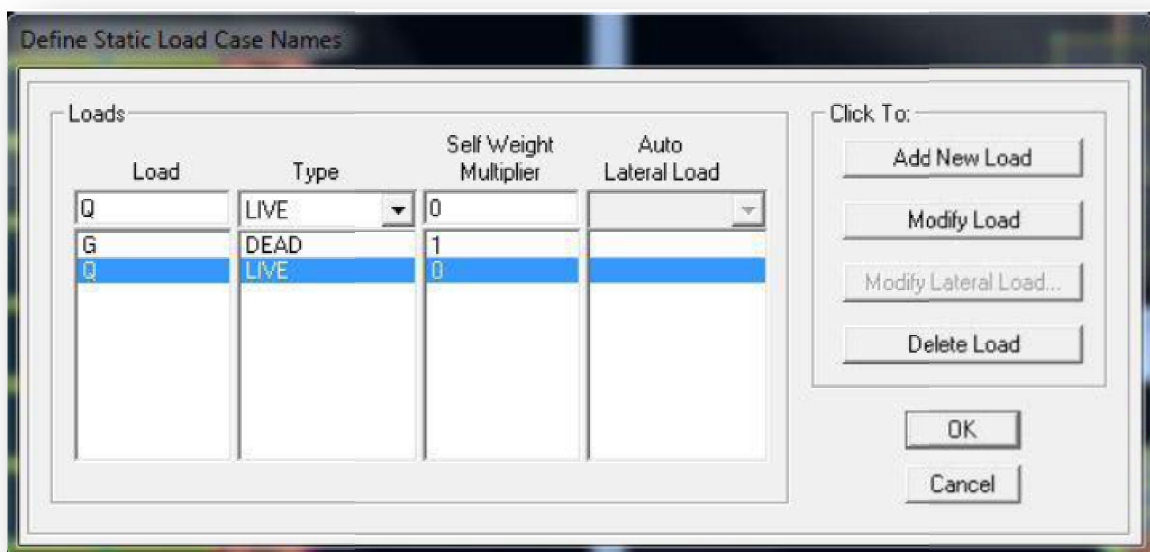


- **Surcharges d'exploitation Q:**


Load Name (Nom de a charge):**Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre):**0**

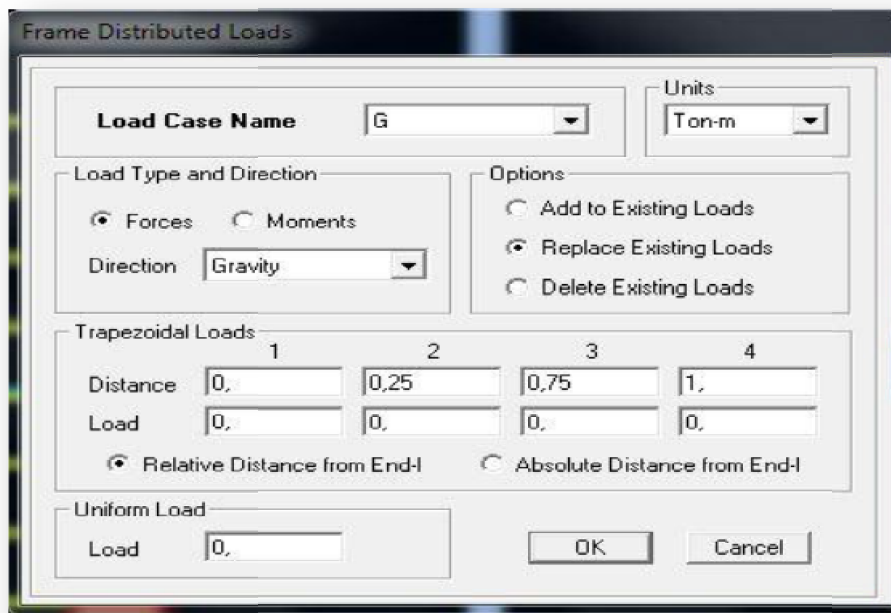


▪ Chargement:

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour la charge concentrée
- La valeur de charge uniformément répartie



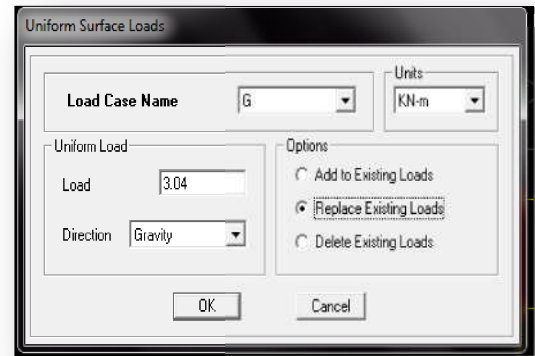
• Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.



Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres :

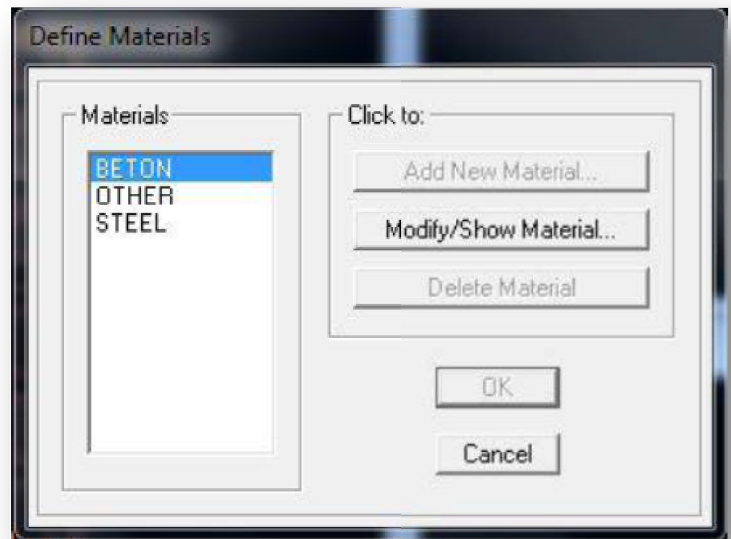
$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e_{pdalle}$$

- **Définition des matériaux :**

Define - Matériels

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur

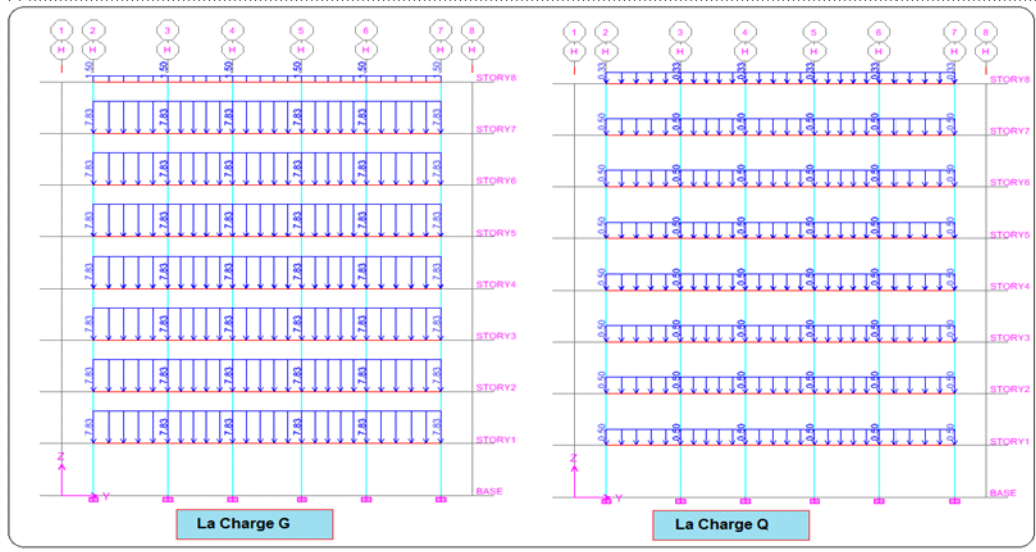
Add new Material



- **La visualisation graphique des forces :**

Display → shaw loads → frame/ line

Cette instruction permet la visualisation graphique des charges et ses valeurs.

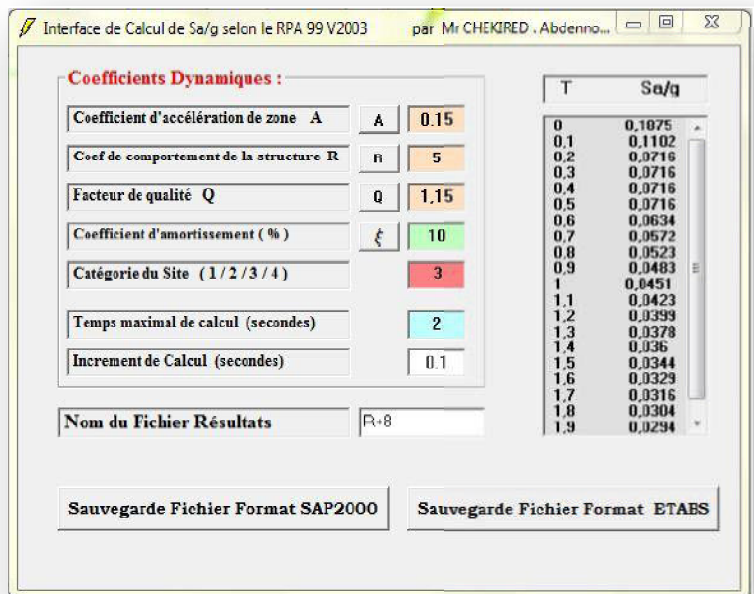
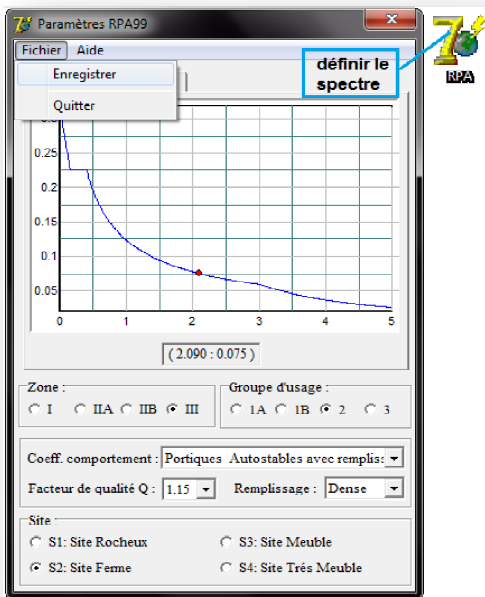


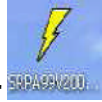
b) Charge Sismique :

- *Spectre de réponse :*

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Pour définir le spectre de

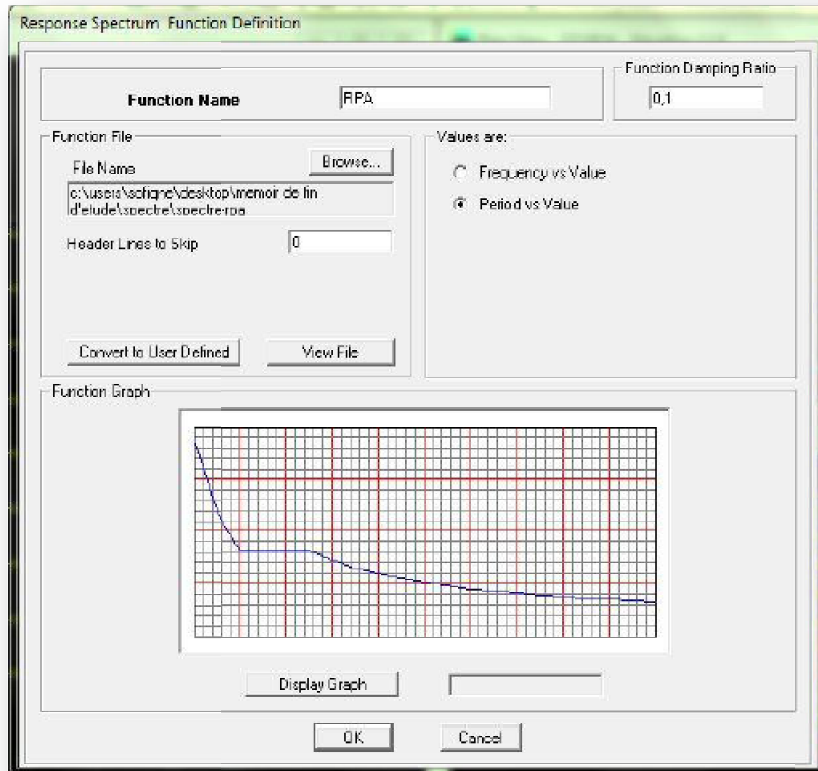




reponse cliquer sur la fenetre suivante va apparaitre :

Define → Response Spectrum Functions

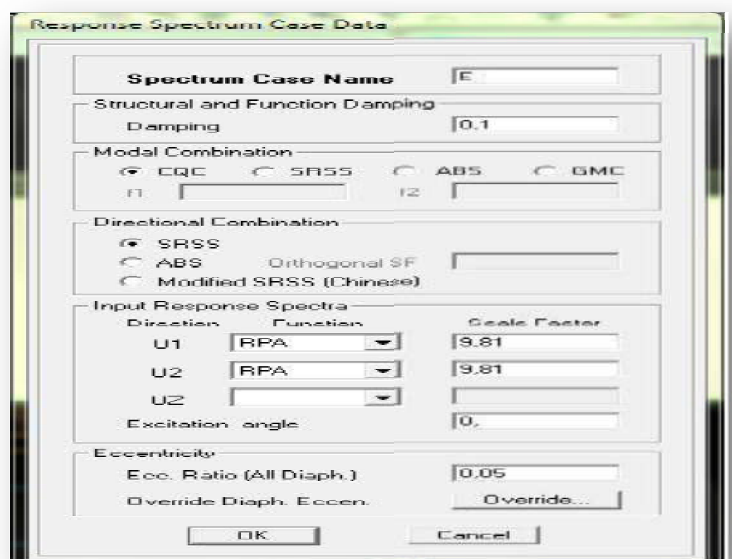
Clique sure Add spectrum from file



- **Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du

Chargement E (séisme), pour cela on clique sur :



Define →  Reponses spectrum cases → Add New Spectrum

V-5.5: cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → Load combinations

 Add new Comb.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, 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**

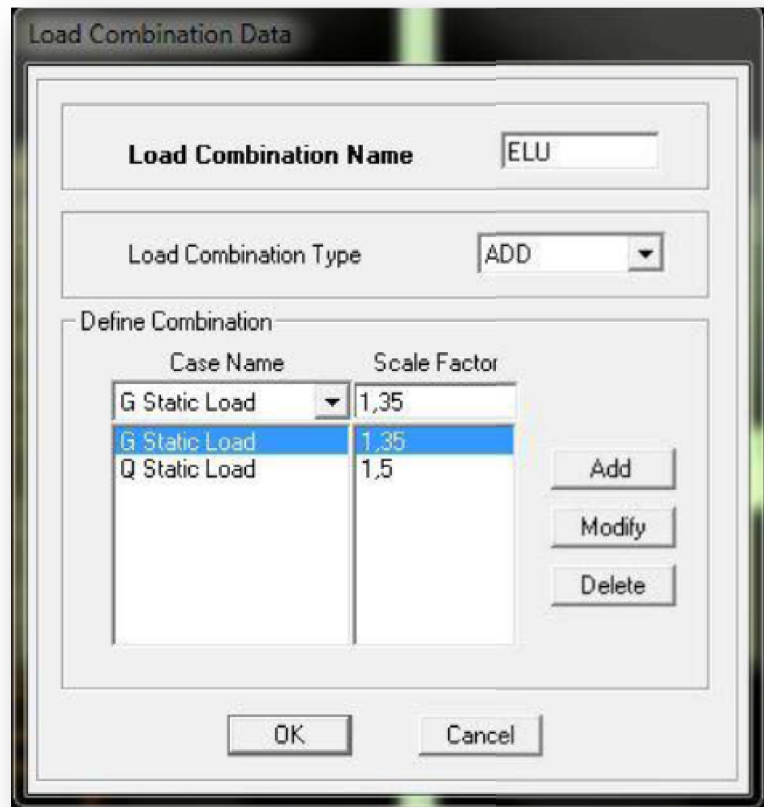
Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

$G+Q\pm E$, $0.8G\pm E$, $G+Q\pm 1.2E$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : $1.35G+1.5Q$, ELS :

$G+Q$



V-5.6): sixième étape :

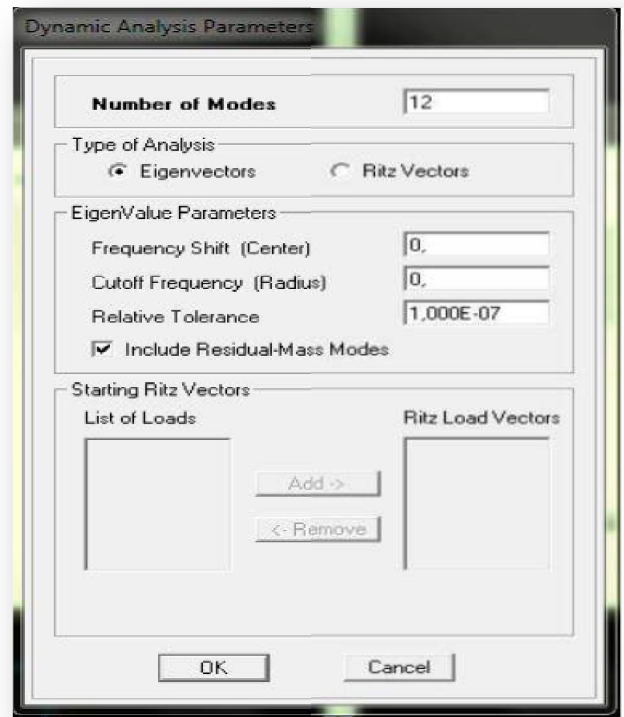
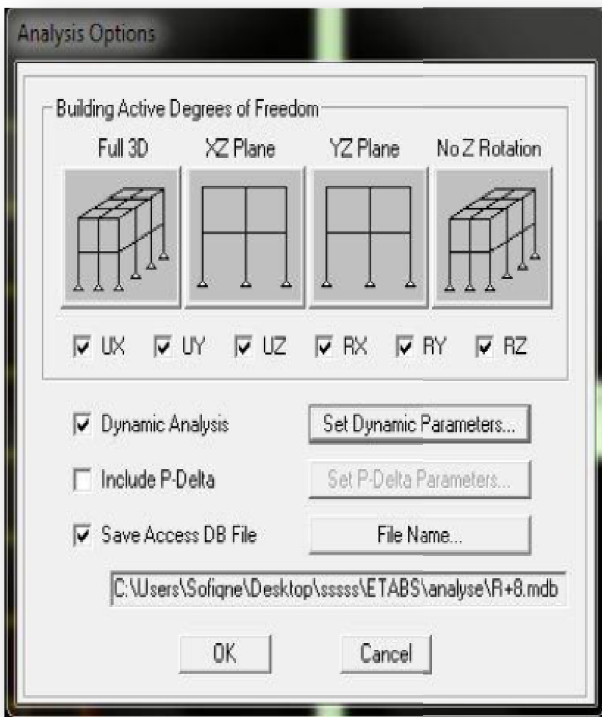
La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze Set analyze → Options

Cliquer sur Set

DynamicParameter



Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis** option

L'analyse :

- Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.


La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts

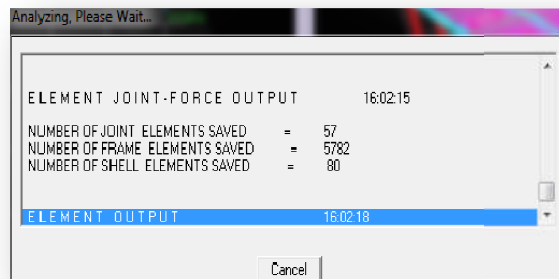
dans les éléments et des réactions d'appuis

V-5.7):septième étape :

- Exécution :

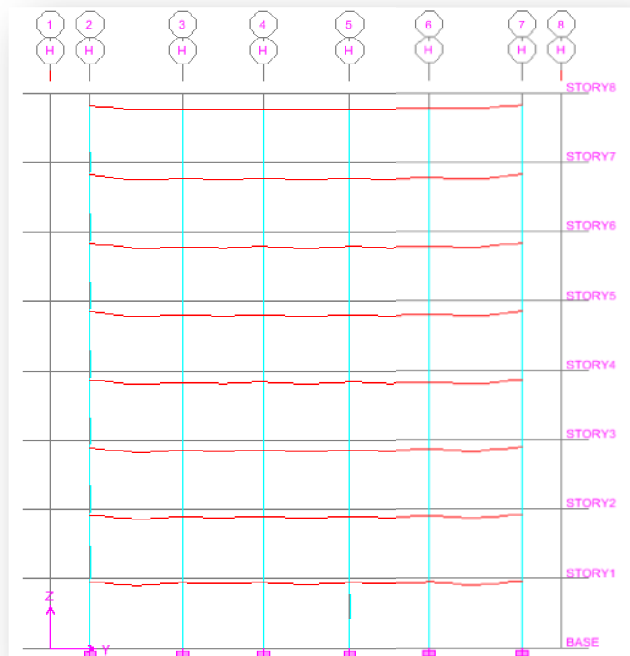
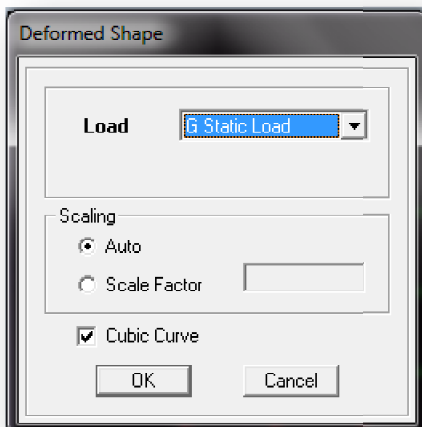
Analyse → Run(f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant

Avec : File → Save as.



- Déplacements 

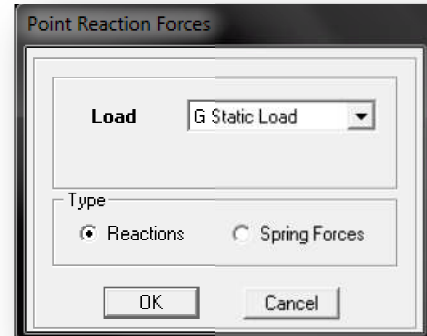
Display → show Deformedshape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

- Visualisation des réactions 

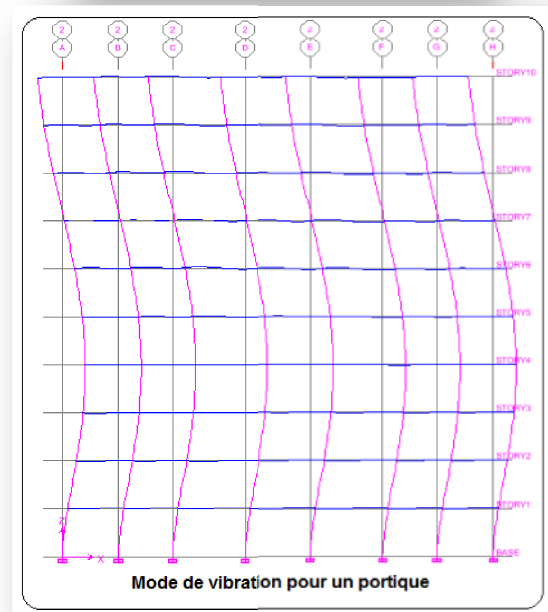
Display → show Member Forces /Stress Diagram → Support/ Springs Reaction.



- Visualisation des modes de vibration 

Display → Show Mode Shepe

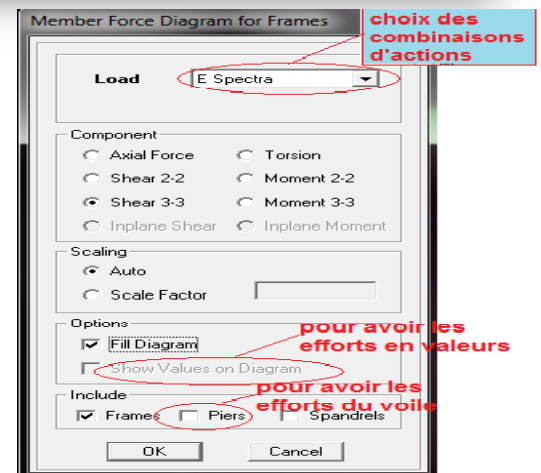
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace

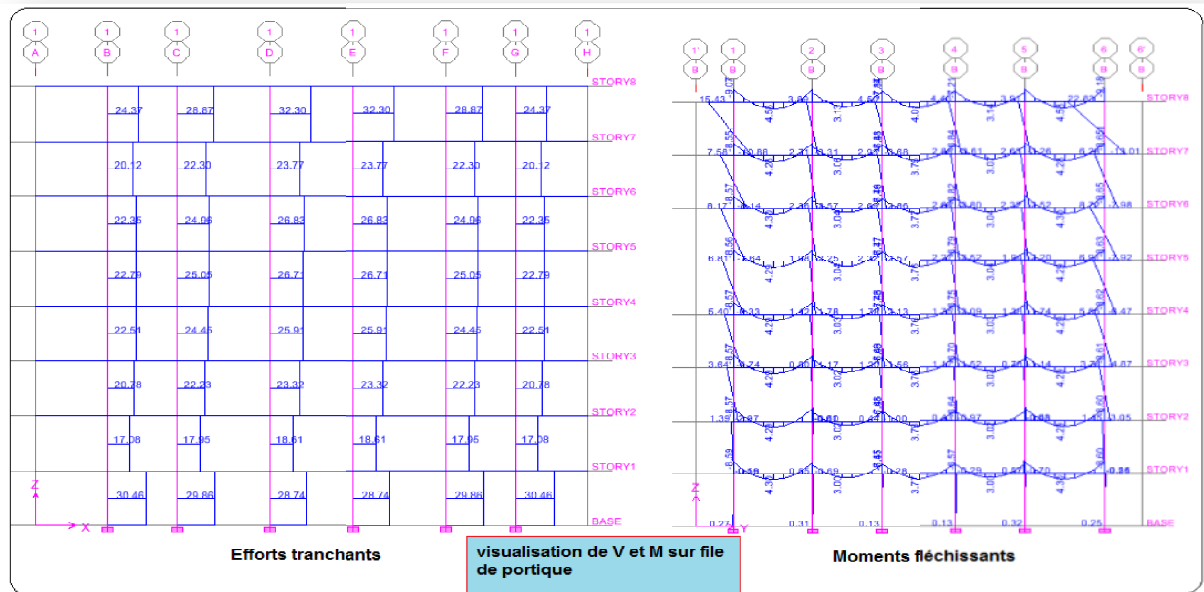


- Visualisation des efforts internes

Display → show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.

Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.



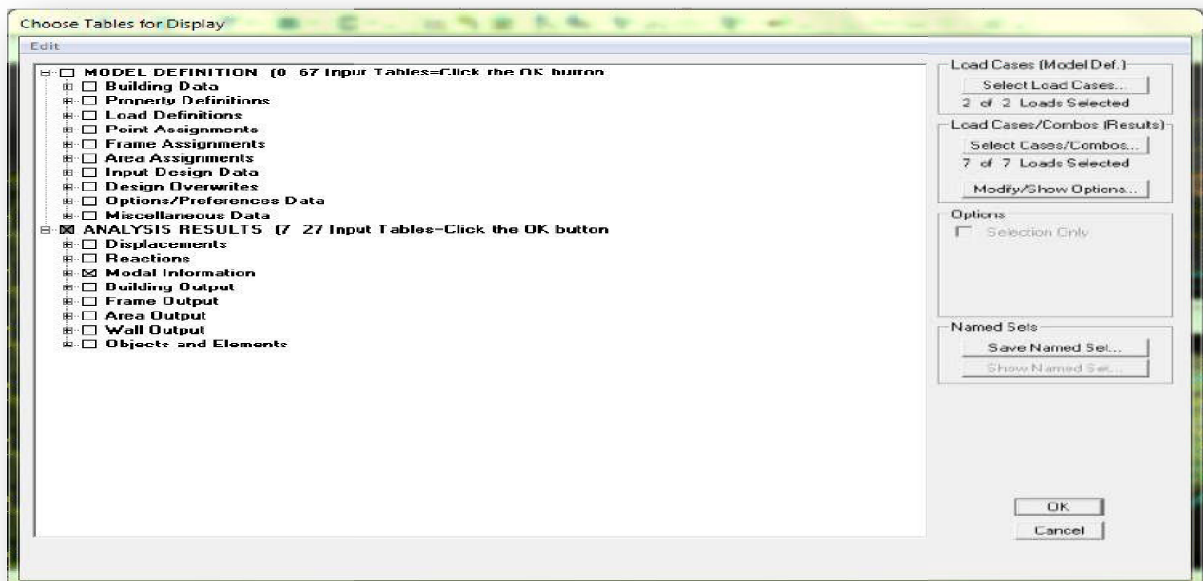


- **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → **Show Tables.**

Les efforts internes :

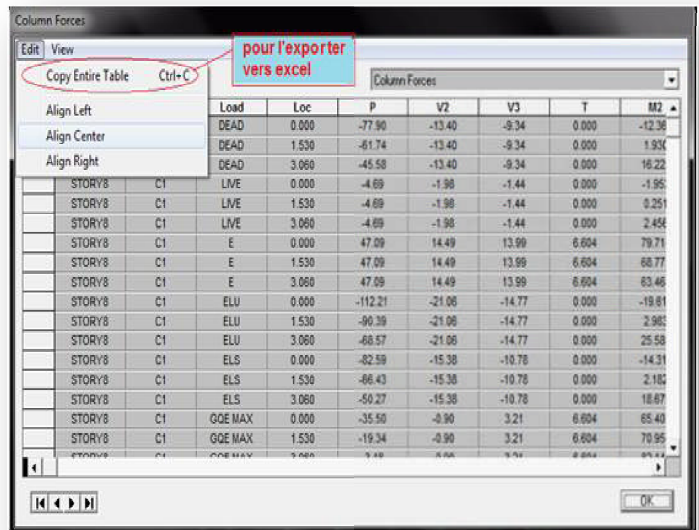


	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,663512	64,5398	0,6014	0,0000	64,5398	0,6014	0,0000	0,8639
	2	0,627764	0,3068	67,7073	0,0000	64,8466	68,3087	0,0000	96,1797
	3	0,573751	5,4731	0,6303	0,0000	70,3197	68,9390	0,0000	0,8912
	4	0,173507	16,3196	0,0068	0,0000	86,6394	68,9458	0,0000	0,0000
	5	0,158647	0,0162	17,8583	0,0000	86,6556	86,8041	0,0000	1,5049
	6	0,146090	0,1374	0,0577	0,0000	86,7931	86,8619	0,0000	0,0038
	7	0,080472	6,4213	0,0239	0,0000	93,2143	86,8658	0,0000	0,0017
▶	8	0,068323	0,0330	6,6151	0,0000	93,2474	93,5008	0,0000	0,4175
	9	0,063058	0,0008	0,0033	0,0000	93,2482	93,5042	0,0000	0,0003
	10	0,048889	3,0787	0,0106	0,0000	96,3268	93,5148	0,0000	0,0002
	11	0,038931	0,0122	3,2278	0,0000	96,3391	96,7426	0,0000	0,0824
	12	0,036176	0,0097	0,0039	0,0000	96,3488	96,7465	0,0000	0,0001

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **unUX ,sunUY**

Remarque :

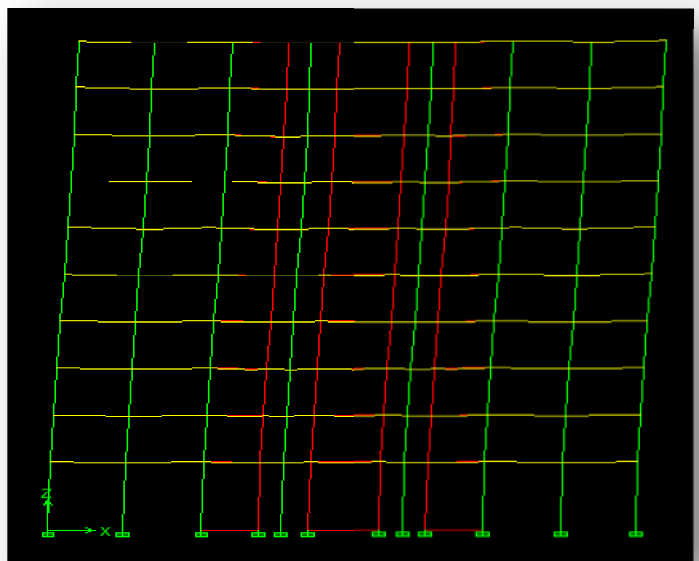
Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel



- Edit → copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.

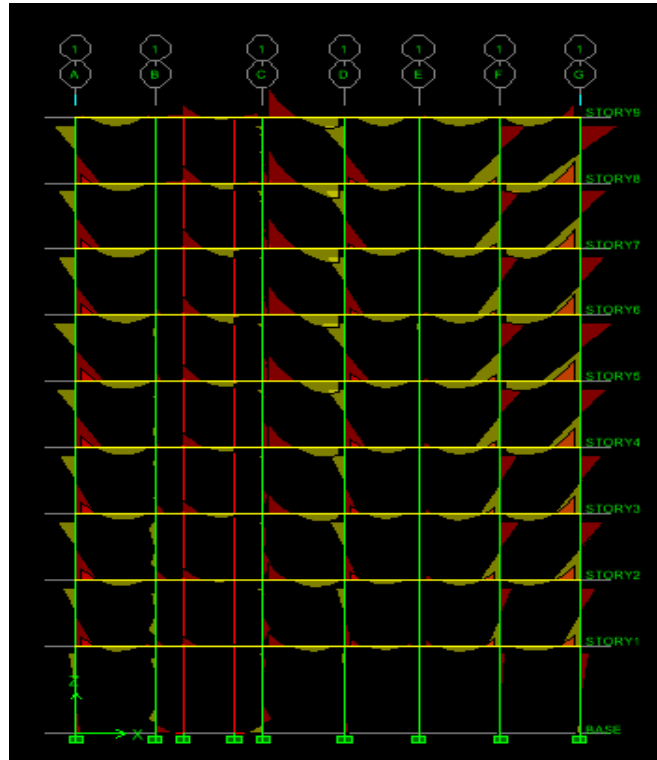
Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions



- **Diagramme des efforts interne :**

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Membre** → **forces/stresses diagram** dans le menu **display**



Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne **Frame Forces** (efforts dans les bars).

On clique sur **Select Case/Combe** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- Les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyse se retrouve dans un fichier out, génère par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

- Fermer l'etabs sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier Out avec recherche de Windows.

V.1) Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1) Méthode statique équivalente :

V.2.1.1) Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.2.1.2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.2.2) Les Méthodes Dynamiques :

V.2.2.1) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2.2) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- ★ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $\longrightarrow C_T=0.05$.

Remarque :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 31,62^{3/4} = 0.667 \text{sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,667 = 0,867[s] \geq T_{\text{etabs}} = 0,417[s] \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.417693	78.4877	0.0218	0	78.4877	0.0218
2	0.380132	0.0290	69.1024	0	78.5166	69.1242
3	0.304784	0.0733	0.0259	0	78.5899	69.1501
4	0.143555	12.8231	0.0003	0	91.413	69.1504
5	0.104544	0.0004	18.3068	0	91.4134	87.4573
6	0.082477	0.2427	0.0175	0	91.6561	87.4748
7	0.080660	3.9157	0.0011	0	95.5719	87.4758
8	0.054040	1.7017	0.0419	0	97.2735	87.5177
9	0.050189	0.0099	6.9658	0	97.2834	94.4835
10	0.040507	0.9097	0.0169	0	98.1931	94.5005
11	0.038137	0.0006	0.0149	0	98.1936	94.5154
12	0.033489	0.0056	2.6164	0	98.1992	97.1318

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel **Etabs** $T_{\text{anal}} = 0.42 \text{ sec}$

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70.50% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 69.53%.

REMARQUE : Le nombre de mode à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

On doit vérifier les conditions suivantes :

Vérification spécifique pour les poteaux.

Système de contreventement.

Résultantes des forces sismiques de calcul (l'effort tranchant à la base)

Le déplacement inter étage sont acceptables.

L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.

Vérification de l'excentricité pour les deux sens .

1) Spécification pour les poteaux :(Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003)

Outre les vérifications prescrites par CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

B_c : l'aire (section brute) de béton

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Pour les poteaux de section (40x45) $N_d = 585.94 \text{ kN}$

$$V = \frac{585.94 \times 1000}{(400) \cdot (450) \cdot 25} = 0.130 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour les poteaux de section (35x40) : $N_d = 154.81 \text{ KN}$

$$V = \frac{154.81 \times 1000}{(350) \cdot (400) \cdot 25} = 0.044 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour les poteaux de section (30x35) : $N_d = 51.157 \text{ KN}$

$$V = \frac{51.157 \times 1000}{(300) \cdot (350) \cdot 25} = 0.019 < 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2) **Vérification de l'effort tranchant à la base**

-La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée

par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V_{MSE}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V_{MSE} / V_t$.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

★ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **A** est donné par le tableau **4-1-RPA 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa).

★ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Le coefficient **R** est donné par le **tableau (4.3 RPA 2003)** en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas : **R=5**

D : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \quad (4.2) \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du RPA 2003

$$\text{Site 3} \longrightarrow T_2 = 0.5[s]$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

★ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

✓ **Sens x-x :**

Critère q	observé	P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0=1.00$$

✓ **Sens y-y :**

Critère q	observé	P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0=1.00$$

Poids total de la structure :(W = 17487.48KN)

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	17487.48	3021.2044	3021.2044	0

- Sens x-x :

$$T_x = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 31.62[m]$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 20.00[m]$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 31.62^{3/4}\right); \left(0.09 \times \frac{31.62}{\sqrt{20.00}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.667; 0.613) \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.636[s]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_x}^{2/3} \quad \dots T_2 < T_x < 3.0 [s] \\ D = 1.88 \end{array} \right.$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.88 \times 1.00}{5} \times 17487.48 = 986.29 KN$$

$$0.8V_x = 789.04 KN$$

- Sens y-y :

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

$$D_y = 11.9m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = \min\left(\left(0.05 \times 31.62^{3/4}\right); \left(0.09 \times \frac{31.62}{\sqrt{11.9}}\right)\right) \\ T_y = \min(0.667; 0.824) \end{array} \right.$$

Chapitre V : vérification RPA

2013

Donc : $T_Y = 0.667[s]$

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_y}^{\frac{2}{3}} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.79 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.}{5} \times 17487.48 = 939.08 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 751.26 \text{ KN}$$

✓ *Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique : LOGICIEL ETABS*

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
E	All	All	1695.71	1841.96	0

$$\begin{cases} V_x = 771.73 \text{ KN} \\ V_y = 706.22 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} \text{Sens x-x : } V_{\text{dyn}} = 1695.71 > 0,8 V_x = 789.04 \text{ KN} \\ \text{Sens y-y : } V_{\text{dyn}} = 1841.96 > 0,8 V_y = 751.26 \text{ KN} \end{cases}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens

Vérification de déplacement inter étage :

On note, pour chaque niveau k :

δ_k : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $\frac{H_{\text{etage}}}{100}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étage} (m)
	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	
RDC	0.0003	0.0055	0.0055	0.0006	0.003	0.003	< 0.0380
1 ^{er} étage	0.0024	0.012	0.0065	0.0014	0.007	0.004	< 0.0306
2 ^{em} étage	0.0039	0.0195	0.0075	0.0026	0.013	0.006	< 0.0306
3 ^{em} étage	0.0056	0.028	0.0085	0.0039	0.0195	0.0065	< 0.0306
4 ^{em} étage	0.0073	0.0365	0.0085	0.0054	0.0270	0.0075	< 0.0306
5 ^{em} étage	0.0089	0.0445	0.0080	0.0069	0.0345	0.0075	< 0.0306
6 ^{em} étage	0.0104	0.052	0.0075	0.0085	0.0425	0.0080	< 0.0306
7 ^{em} étage	0.0118	0.059	0.007	0.0101	0.0505	0.0080	< 0.0306
8 ^{em} étage	0.013	0.065	0.006	0.0117	0.0585	0.0080	< 0.0306

Déplacements inter étages dans les deux Sens

Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k: hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	P _k (KN)	h _k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ _k (m)	V _x (KN)	θ	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ
RDC	34118.308	3.80	0.0055	1895.71	0.0223	0.0030	2041.96	0.0113
1 ^{er} étage	30551.4	3.06	0.0065	1850.9	0.0350	0.0040	1992.99	0.0200
2 ^{em} étage	26743.26	3.06	0.0075	1762.96	0.0371	0.0060	1903.1	0.0275
3 ^{em} étage	23262.196	3.06	0.0085	1651.57	0.0391	0.0065	1795.97	0.0275
4 ^{em} étage	19878.67	3.06	0.0085	1512.2	0.0365	0.0075	1663.27	0.0292
5 ^{em} étage	16495.146	3.06	0.008	1345.98	0.0320	0.0075	1495.85	0.0270
6 ^{em} étage	13111.61	3.06	0.0075	1153.24	0.0278	0.0080	1293.57	0.0264
7 ^{em} étage	9814.146	3.06	0.007	929.27	0.0241	0.0080	1057.37	0.0242
8 ^{em} étage	6516.682	3.06	0.006	666.4	0.0191	0.0080	777.840	0.0219

Effets du second ordre dans les deux Sens :

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ l'effet du second ordre est négligé

II)Justification de l'interaction portiques-voiles :

- ❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

- Charges sismiques totale :

Sens xx : 1660.3357 KN

Sens yy : 2045.4329KN

- Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 509.3928 (30.68%)

Sens yy :377.9328 (18.48%)

- Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx :1150.9429 (69.32%)

Sens yy :1667.5064 (81.52%)

- Charges verticales totales : 35979.48 KN

- Charges verticales reprise par les portiques : 21062.531 KN (58.54 %)
- Charges verticales reprise par les voiles : 14916.949 KN (41.46 %)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement [voile porteur].

Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

$$L_x = 20 \text{ m}$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LX	OBS
STORY1	D1	11.465	11.181	0.284	1.0	C V
STORY2	D2	11.351	11.348	0.003	1.0	C V
STORY3	D3	11.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY4	D4	11.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY5	D5	11.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY6	D6	11.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY7	D7	12.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY8	D8	11.751	11.75	0.001	1.0	C V
STORY9	D9	11.751	11.75	0.001	1.0	C V

Suivant le sens y-y

Chapitre V : vérification RPA

2013

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

$L_y = 11.9$ m

Story	Diaphragm	CM	CR	CM - CR	5%LY	OBS
STORY1	D1	5.628	5.572	0.056	0.595	C V
STORY2	D2	6.033	5.979	0.054	0.595	C V
STORY3	D3	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY4	D4	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY5	D5	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY6	D6	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY7	D7	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY8	D8	6.693	6.676	0.017	0.595	C V
STORY9	D9	6.693	6.676	0.017	0.595	C V

❖ Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI.1) Introduction :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- a- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
 $G+Q$ à l'ELS
- b- $G+Q\pm E$ RPA 2003
 $0.8G\pm E$ RPA 2003

VI.2) Recommandation du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : $0,80 \% \times$ section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4% (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x45)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x40)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L = 40\Phi$ (zone IIa)

- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique)

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = l_f/a \quad \text{ou} \quad \lambda_g = l_f/b$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_1 & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

$$\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$$

2) La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum

4) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.3) Calcul du ferrailage :

Étape de calcul en flexion composée :

Étape de calcul en flexion simple :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_r = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

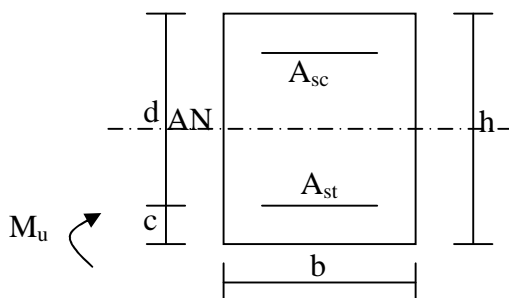


Fig VII.1

- Si l'inégalité (A) n'est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par les tableaux suivants :

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

2013

Tableau VI.3.1 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal :

ZONE	bxh	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Mf	ψ	μ	β	Areel(cm ²)	Amin(cm ²)	Ferrailage	Aadp(cm ²)
1	40X45	Nmax	1687.5	12.98	0.008	0.17	SEC	299.86	0.80	/	/	0.00	14.4	8T16	16.08
		Nmin	321.61	0.66	0.002	0.17	SPC	55.33	/	0.063	0.964	1.53	14.4		
		Mmax	416.97	61.48	0.147	0.17	SPC	132.36	/	0.151	0.917	0.00	14.4		
2	35X40	Nmax	805.15	10.04	0.012	0.145	SPC	126.79	/	0.218	0.876	1.02	11.2	8T14	12.31
		Nmin	225.59	1.97	0.009	0.145	SPC	34.68	/	0.060	0.969	0.00	11.2		
		Mmax	228.027	66.15	0.290	0.145	SPC	99.21	/	0.171	0.906	3.28	11.2		
3	30X35	Nmax	277.83	8.10	0.029	0.12	SPC	41.44	/	0.081	0.957	0.00	8.4	4T14+4T12	10.67
		Nmin	168.165	1.80	0.011	0.12	SPC	21.98	/	0.043	0.979	0.00	8.4		
		Mmax	66.69	48.50	0.727	0.12	SPC	56.50	/	0.111	0.941	4.47	8.4		

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

2013

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens transversal :

ZONE	b _x h	Comb	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Mf	ψ	μ	β	Areel(cm ²)	Amin(cm ²)	Ferrailage	Aadp(cm ²)
1	40X45	Nmax	1687.5	15.88	0.009	0.195	SEC	344.94	0.751	/	/	0.00	14.4	8T16	16.08
		Nmin	321.61	9.544	0.030	0.195	SPC	72.26	/	0.069	0.963	2.13	14.4		
		Mmax	726.418	72.85	0.100	0.195	SPC	214.50	/	0.204	0.99	0.00	14.4		
2	35X40	Nmax	614.2	60.74	0.099	0.17	SPC	165.15	/	0.243	0.858	0.97	11.2	8T14	12.31
		Nmin	148.77	10.125	0.068	0.17	SPC	35.42	/	0.052	0.973	0.00	11.2		
		Mmax	374.366	79.13	0.211	0.17	SPC	142.77	/	0.210	0.881	1.83	11.2		
3	30X35	Nmax	277.83	38.08	0.137	0.145	SPC	78.37	/	0.180	0.9	0.00	8.4	4T14+4T12	10.67
		Nmin	3.135	17.5	5.582	0.145	SPC	17.95	/	0.041	0.979	1.56	8.4		
		Mmax	43.57	90.24	2.071	0.145	SPC	96.56	/	0.221	0.873	6.68	8.4		

VI.3.a) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2- Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3- Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

4- Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3.80 = 2.66 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.66}{0.4} = 6.55$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.3.b) Vérification à l'E.L.S :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

1) État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Contrainte dans le béton :

Pour le cas des poteaux, on vérifie :

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

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

3) Vérification des contraintes :

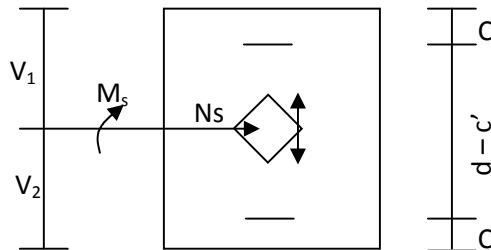


Fig VI.2

$$\checkmark \text{ Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{S.V_2} \Rightarrow \text{ la section est entièrement comprimée (S.E.C).}$$

$$\checkmark \text{ Si } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{I_0}{S.V_2} \Rightarrow \text{ la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

Avec :

M_{ser} : Est le moment de flexion à l'E.L.S.

N_{ser} : Est l'effort normal à l'E.L.S.

$S = b.h + 15.(A + A')$: Section totale homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15.(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot [A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

➤ **S.E.C**

- **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^{\text{sup}} = \frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b^{\text{inf}} = \frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s^{\text{sup}} = 15 \cdot \left[\frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^{\text{inf}} = 15 \cdot \left[\frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

➤ **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = (M_s/N_s)$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Avec : $6 \times n = 90$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

Finalement :

La contrainte de compression dans le béton vaut :

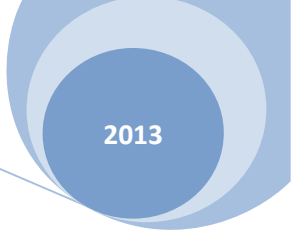
$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1$$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut :

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants.

Chapitre VI : ferrailage des poteaux



2013

Tableaux VII.3.3: Vérification des sections à l'E L S dans le sens longitudinal :

ZONE	bxh	effort	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	Obs	A _{adp} (cm ²)	S	σ _{bc} (Mpa)		σ _{st} (Mpa)		σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	obs
									sup	inf	sup	inf			
1	40X45	Nmax	1186.45	0.84	0.0007	SEC	16.08	2041.2	5.86	5.77	87.19	87.18	15	348	CV
		Nmin	234.98	0.48	0.0020	SEC	16.08	2041.2	1.18	1.13	17.27	17.32	15	348	CV
		Mmax	710.6	18.73	0.0264	SEC	16.08	2041.2	4.49	2.47	52.37	38.75	15	348	CV
2	35X40	Nmax	700.644	4.143	0.0059	SEC	12.32	1585.7	4.77	4.07	66.34	51.52	15	348	CV
		Nmin	108.61	0.08	0.0007	SEC	12.32	1585.7	0.69	0.68	10.28	8.06	15	348	CV
		Mmax	397.18	21.124	0.0532	SEC	12.32	1585.7	4.30	0.71	37.87	61.95	15	348	CV
3	30X35	Nmax	362.61	6.72	0.0185	SEC	11.68	1225.2	3.88	2.04	44.57	26.68	15	348	CV
		Nmin	12.65	1.313	0.1038	SEC	11.68	1225.2	0.28	0.00	1.58	7.86	15	348	CV
		Mmax	96.87	25.675	0.2650	SEC	11.68	1225.2	4.31	0.00	12.55	0.00	15	348	CV

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

2013

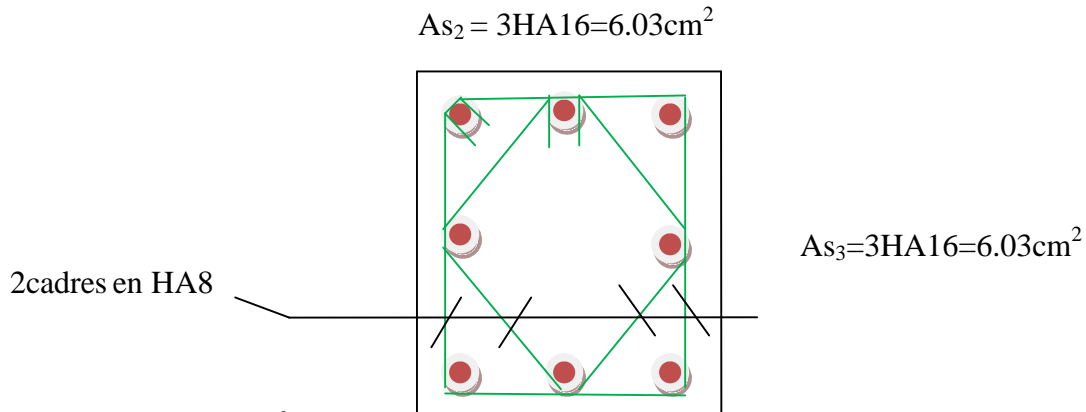
Tableaux VII.3.4: Vérification des sections à l'E L S dans le sens transversal :

ZONE	bxh	effort	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	Obs	A _{adp} (cm ²)	S	σ _{bc} (Mpa)		σ _{st} (Mpa)		σ _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	obs
									Sup	inf	sup	inf			
1	40X45	Nmax	1186.45	0.17	0.0001	SEC	16.08	2041.2	5.82	5.80	87.18	87.18	15	348	CV
		Nmin	234.98	6.92	0.0294	SEC	16.08	2041.2	1.54	0.76	17.32	17.32	15	348	CV
		Mmax	525.3	19.95	0.0380	SEC	16.08	2041.2	3.71	1.44	38.75	38.75	15	348	CV
2	35X40	Nmax	700.644	3.257	0.0046	SEC	12.32	1585.7	3.70	3.16	51.52	51.52	15	348	CV
		Nmin	108.61	7.654	0.0705	SEC	12.32	1585.7	1.17	0.00	8.06	8.06	15	348	CV
		Mmax	275.08	26.06	0.0947	SPC	12.32	1585.7	4.13	0.00	61.95	61.95	15	348	CV
3	30X35	Nmax	362.61	2	0.0055	SEC	11.68	1225.2	2.03	1.52	26.68	26.68	15	348	CV
		Nmin	12.65	2.624	0.2074	SPC	11.68	1225.2	0.52	0.00	7.86	7.86	15	348	CV
		Mmax	65.47	31.6	0.4827	SPC	11.68	1225.2	0.00	0.00	0.00	-9.13	15	348	CV

Conclusion :

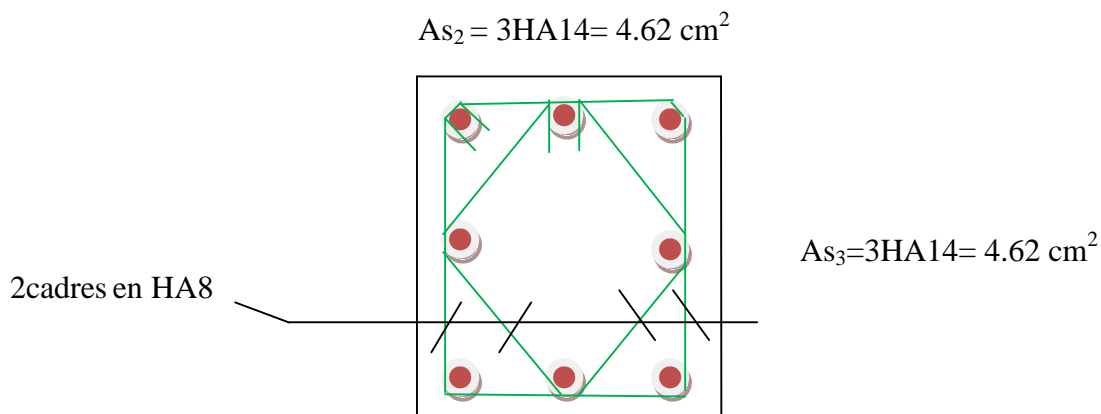
Poteau (40x45) cm² :

La section totale est de 8HA16 = 16.08 cm²



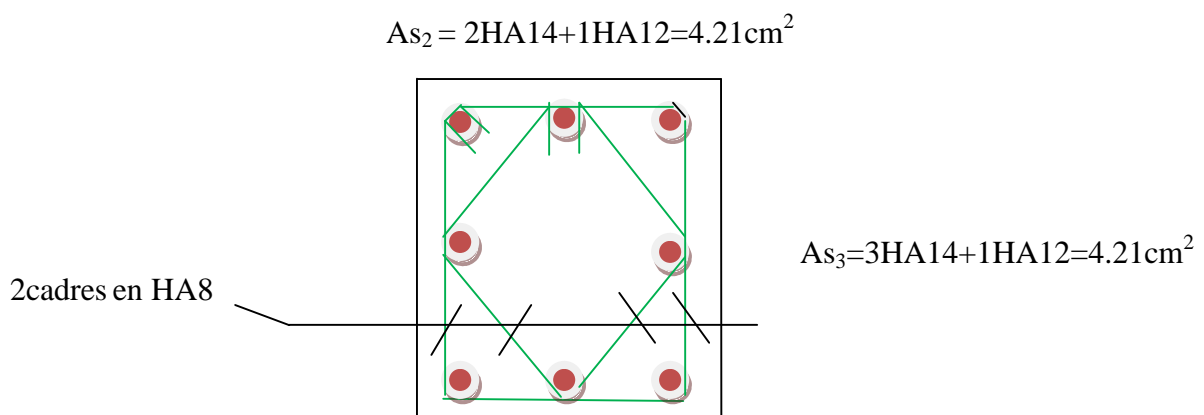
Poteau (35x40) cm² :

La section totale est de 8HA14 = 12.31 cm²



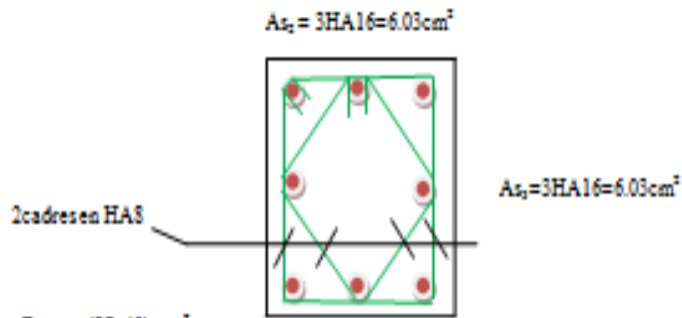
Poteau (30x35) cm² :

La section totale est de 4HA14+4HA12 = 10.67 cm²



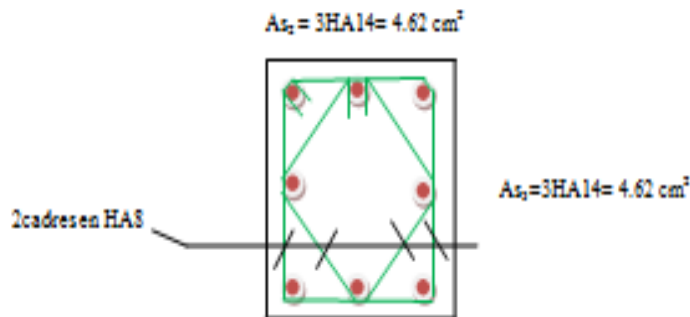
Poteau (40x45) cm²:

La section totale est de 3HA16=16.08 cm²



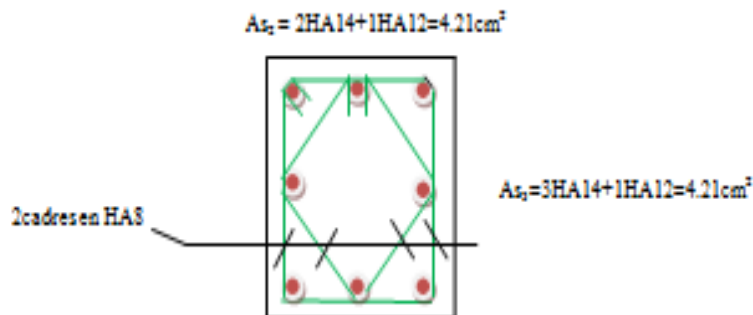
Poteau (35x40) cm²:

La section totale est de 3HA14=12.31 cm²

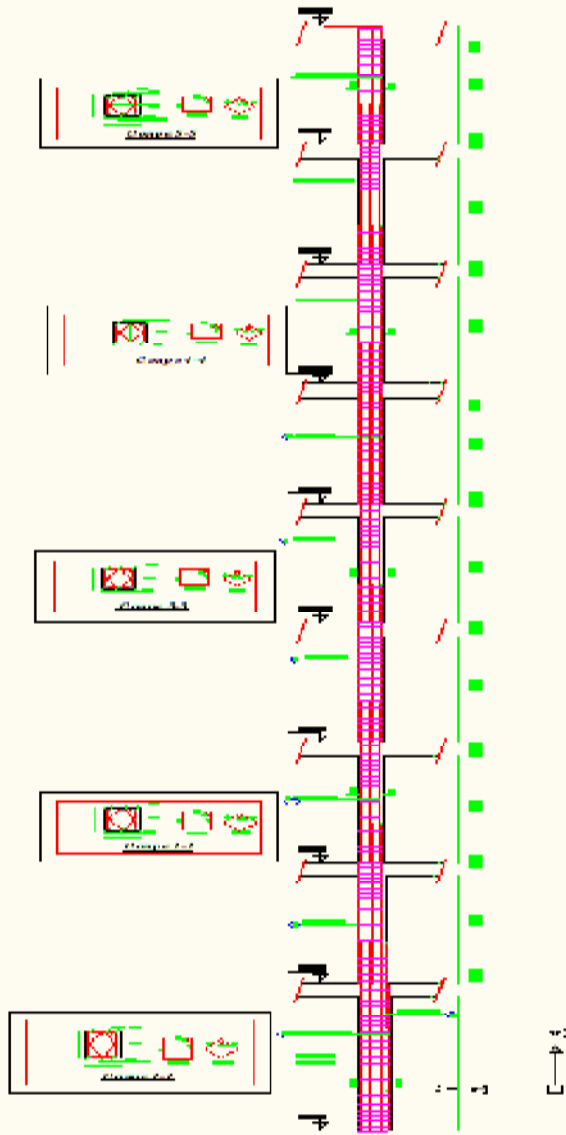


Poteau (30x35) cm²:

La section totale est de 4HA14+4HA12=10.67 cm²



REINFORCEMENT POYSAU (P1)
DINAMIS 2014/01/20/1501 FOR 1501



Chapitre VII: ferrailage des poutres

VII.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

VII.2.Recommandations du RPA :

❖ **Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP: $A_{\min} = 4.38\text{cm}^2$

Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 4.38\text{cm}^2$.

❖ **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales PP:

- Zone courante : $A_{\max} = 35\text{cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5\text{cm}^2$.

Poutres secondaires PS:

- Zone courante : $A_{\max} = 35\text{cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5\text{cm}^2$.

VII.3.Etapes de calcul de ferrailage :

1) **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

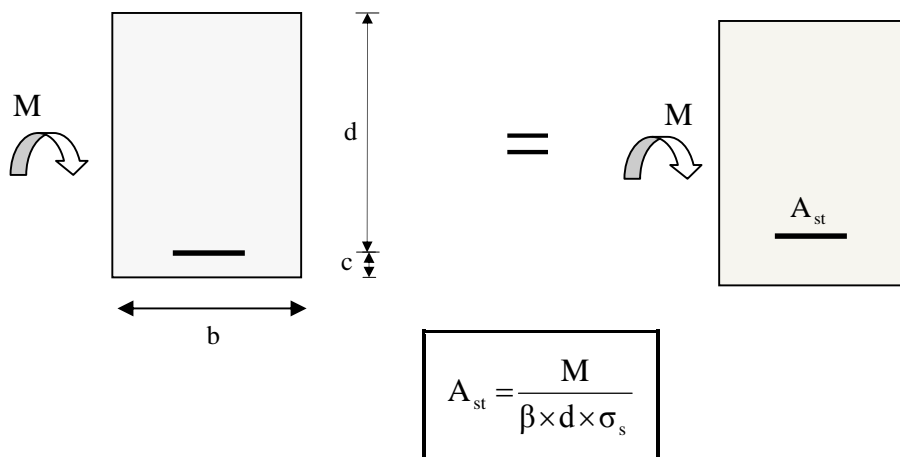
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

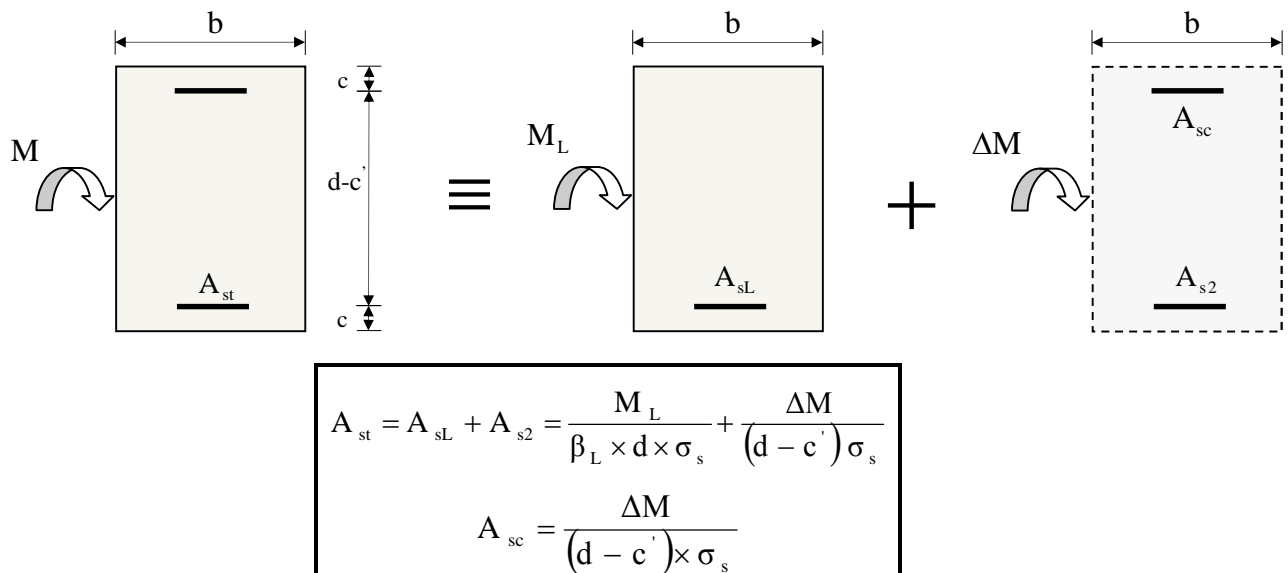
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

Chapitre VII: ferrailage des poutres



➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



➤ **Ferrailage des poutres :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Chapitre VII: ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres principales à L'ELU :

➤ *En travée*

niv	M_t^{\max} (K N.M)	μ	β	OBS	$A_{S\text{ cm}^2}$	A_{\min}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$
1	30.171	0.083	0.9565	SSA	2.83	4.38	3HA14	4.62
2	30.246	0.083	0.9565	SSA	2.83		3HA14	4.62
3	30.688	0.084	0.9560	SSA	2.88		3HA14	4.62
4	30.632	0.084	0.9560	SSA	2.88		3HA14	4.62
5	31.023	0.085	0.9555	SSA	2.91		3HA14	4.62
6	31.521	0.086	0.9550	SSA	2.96		3HA14	4.62
7	31.470	0.087	0.9545	SSA	2.96		3HA14	4.62
8	31.487	0.087	0.9545	SSA	2.96		3HA14	4.62
9	28.762	0.08	0.958	SSA	2.62		3HA14	4.62

Tableau VII.1.Ferrailage des poutres principales en travée.

➤ *Aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	$A_{S\text{ cm}^2}$	A_{\min}	Ferrillages	$A_{\text{adopté}}$
1	39.555	0.109	0.9425	SSA	3.77	4.38	3HA14+2HA12	6.88
2	43.523	0.120	0.9360	SSA	4.17		3HA14+2HA12	6.88
3	44.711	0.123	0.9345	SSA	4.30		3HA14+2HA12	6.88
4	44.805	0.123	0.9345	SSA	4.30		3HA14+2HA12	6.88
5	44.351	0.122	0.9350	SSA	4.26		3HA14+2HA12	6.88
6	45.315	0.124	0.9340	SSA	4.35		3HA14+2HA12	6.88
7	45.335	0.125	0.9330	SSA	4.36		3HA14+2HA12	6.88
8	45.304	0.124	0.9340	SSA	4.35		3HA14+2HA12	6.88
9	38.561	0.106	0.9440	SSA	3.67		3HA14+3HA12	6.88

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres principales en appuis

Chapitre VII: ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :

➤ *en travée :*

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_s CM ²	A_{\min}	Ferrailages	$A_{\text{adopté}}$
1	16.936	0.046	0.9760	SSA	1.59	4.38	3HA14	4.62
2	19.087	0.052	0.9730	SSA	1.76		3HA14	4.62
3	22.842	0.063	0.9675	SSA	2.12		3HA14	4.62
4	26.89	0.074	0.9620	SSA	2.51		3HA14	4.62
5	28.54	0.078	0.9590	SSA	2.67		3HA14	4.62
6	30.586	0.084	0.9560	SSA	2.87		3HA14	4.62
7	33.778	0.093	0.9515	SSA	3.19		3HA14	4.62
8	32.803	0.090	0.9530	SSA	3.09		3HA14	4.62
9	12.59	0.034	0.9830	SSA	1.15		3HA14	4.62

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

➤ *aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN .M)	μ	β	OBS	A_s	A_{\min}	Ferrailages	$A_{\text{adopté}}$
1	29.372	0.081	0.9575	SSA	2.75	4.38	3HA14+2HA12	6.88
2	29.826	0.082	0.9570	SSA	2.80		3HA14+2HA12	6.88
3	35.016	0.096	0.9490	SSA	3.31		3HA14+2HA12	6.88
4	39.762	0.109	0.9425	SSA	3.79		3HA14+2HA12	6.88
5	42.636	0.117	0.9375	SSA	4.08		3HA14+2HA12	6.88
6	45.348	0.125	0.9330	SSA	4.36		3HA14+2HA12	6.88
7	49.571	0.136	0.9270	SSA	4.80		3HA14+2HA12	6.88
8	48.667	0.134	0.9280	SSA	4.70		3HA14+2HA12	6.88
9	35.67	0.098	0.9480	SSA	3.38		3HA14+2HA12	6.88

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

Chapitre VII: ferrailage des poutres

1) Vérfications des sections minimales pour les poutres principales :

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA14+3HA12=**8.01cm²**, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

2) Vérfications des sections minimales pour les poutres secondaires :

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA14=**4.62cm²**, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL

❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés :(BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{117,68 \times 10^3}{250 \times 320} = 1,47 \text{ MPa}$$

Chapitre VII: ferrailage des poutres

➤ Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{111.61 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.40 \text{ MPa}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 1.47 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ ✓

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 1.40 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ ✓

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales :

$$T_u = 117.68 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ kN} \dots\dots\dots \checkmark$$

Poutres secondaires :

$$T_u = 111.61 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ kN} \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ Appuis de rive : (Art 5.1.31 / BAEL91)

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

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{117.68 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.38 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \checkmark$$

Chapitre VII: ferrailage des poutres

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{111.61 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.2 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \checkmark$$

➤ Appuis intermédiaire : (Art 5.1, 32 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0.9 \times d}$, on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieure à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}}$$

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(117.68 - \frac{54.47}{0.9 \times 0.32} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.236 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \checkmark$$

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(117.68 - \frac{54.47}{0.9 \times 0.32} \right) = -71.45$$

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(111.61 - \frac{74.524}{0.9 \times 0.32} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.486 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.88 \text{ cm}^2} \checkmark$$

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(111.61 - \frac{74.524}{0.9 \times 0.32} \right) = -147.154$$

D'où les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

❖ Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

Chapitre VII: ferrailage des poutres

Poutres principales : 3HA14+3HA12 → $U_i = 20.724 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{117.68 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 244.9} = 1.67 \text{ Mpa} \dots\dots \checkmark$$

Poutres secondaires : 3HA14+2HA12 → $U_i = 20.724 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{111.61 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 207.2} = 1.87 \text{ Mpa} \dots\dots \checkmark$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 25 \text{ mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

Chapitre VII: ferrailage des poutres

$$S_t \leq \min(28.8; 40\text{cm}) = \underline{28.8 \text{ cm.}}$$

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

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(1.47 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 25} = 29.96 \text{ cm}$$

- ❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2/RPA2003):

➤ Poutres principales :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = \underline{8.75 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(28.8 \text{ cm}; 29.6 \text{ cm}; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm.}$

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

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(28.8 \text{ cm}; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{15 \text{ cm}}$

➤ Poutres secondaires :

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) = \underline{8.75 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(28.8 \text{ cm}; 29.6 \text{ cm}; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm.}$

On opte pour $S_t = \underline{8 \text{ cm.}}$

Chapitre VII: ferrailage des poutres

❖ Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

❖ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.6 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Chapitre VII: ferrailage des poutres

❖ Vérification à L'ELS :

➤ Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = \underline{348\text{Mpa}}$
 Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = \underline{15\text{Mpa}}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \underline{15\text{Mpa}} \text{ avec } K = 1/k_1$$

$$\sigma_s = M_s / B_1 \times A_u \times d$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

NB : les résultats de la vérification seront représentés dans les tableaux ci-dessous.

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	21.008	4.62	0.577	0.887	29.25	160.20	5.47	15	vérifiée
7	22.888	4.62	0.577	0.887	29.25	174.54	5.96	15	vérifiée
6	22.925	4.62	0.577	0.887	29.25	174.82	5.97	15	vérifiée
5	22.563	4.62	0.577	0.887	29.25	172.06	5.88	15	vérifiée
4	22.279	4.62	0.577	0.887	29.25	169.89	5.80	15	vérifiée
3	22.32	4.62	0.577	0.887	29.25	170.20	5.82	15	vérifiée
2	21.999	4.62	0.577	0.887	29.25	167.76	5.73	15	vérifiée
1	21.939	4.62	0.577	0.887	29.25	167.30	5.72	15	vérifiée
RDC	23.922	4.62	0.577	0.887	29.25	182.42	6.23	15	vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales

Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	28.161	6.88	0.86	0.868	22.88	147.36	6.44	15	vérifiée
7	32.966	6.88	0.86	0.868	22.88	172.50	7.54	15	vérifiée
6	32.952	6.88	0.86	0.868	22.88	172.43	7.53	15	vérifiée
5	32.251	6.88	0.86	0.868	22.88	168.76	7.37	15	vérifiée
4	32.582	6.88	0.86	0.868	22.88	170.49	7.45	15	vérifiée
3	32.514	6.88	0.86	0.868	22.88	170.14	7.43	15	vérifiée
2	31.652	6.88	0.86	0.868	22.88	165.63	7.24	15	vérifiée
1	28.76	6.88	0.86	0.868	22.88	150.49	6.58	15	vérifiée
RDC	19.954	6.88	0.86	0.868	22.88	104.42	4.56	15	vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales

Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S_{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	25.984	6.88	0.860	0.868	22.88	135.97	5.94	15	vérifiée
7	36.105	6.88	0.860	0.868	22.88	188.93	8.25	15	vérifiée
6	33.027	6.88	0.860	0.868	22.88	172.82	7.55	15	vérifiée
5	31.046	6.88	0.860	0.868	22.88	162.46	7.10	15	vérifiée
4	28.951	6.88	0.860	0.868	22.88	151.49	6.62	15	vérifiée
3	25.497	6.88	0.860	0.868	22.88	133.42	5.83	15	vérifiée
2	21.719	6.88	0.860	0.868	22.88	113.65	4.96	15	vérifiée
1	21.361	6.88	0.860	0.868	22.88	111.78	4.88	15	vérifiée
RDC	10.789	6.88	0.860	0.868	22.88	56.46	2.46	15	vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S_{MAX}}$ (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	50.327	4.62	0.577	0.887	29.25	383.78	13.12	15	vérifiée
7	51.882	4.62	0.577	0.887	29.25	395.64	13.52	15	vérifiée
6	48.221	4.62	0.577	0.887	29.25	367.72	12.57	15	vérifiée
5	42.831	4.62	0.577	0.887	29.25	326.62	11.16	15	vérifiée
4	41.087	4.62	0.577	0.887	29.25	313.32	10.71	15	vérifiée
3	36.206	4.62	0.577	0.887	29.25	276.09	9.43	15	vérifiée
2	28.607	4.62	0.577	0.887	29.25	218.15	7.49	15	vérifiée
1	27.543	4.62	0.577	0.887	29.25	210.03	7.18	15	vérifiée
RDC	20.105	4.62	0.577	0.887	29.25	153.31	5.24	15	vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes..... ✓

Chapitre VII: ferrailage des poutres

❖ ELS vis à vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

❖ Vérification des conditions :

1^{ère} condition 2^{ème} condition 3^{ème} condition

Poutres principales

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{390} = 0.089 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.089 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.88}{25 \times 32} = 0,0086 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

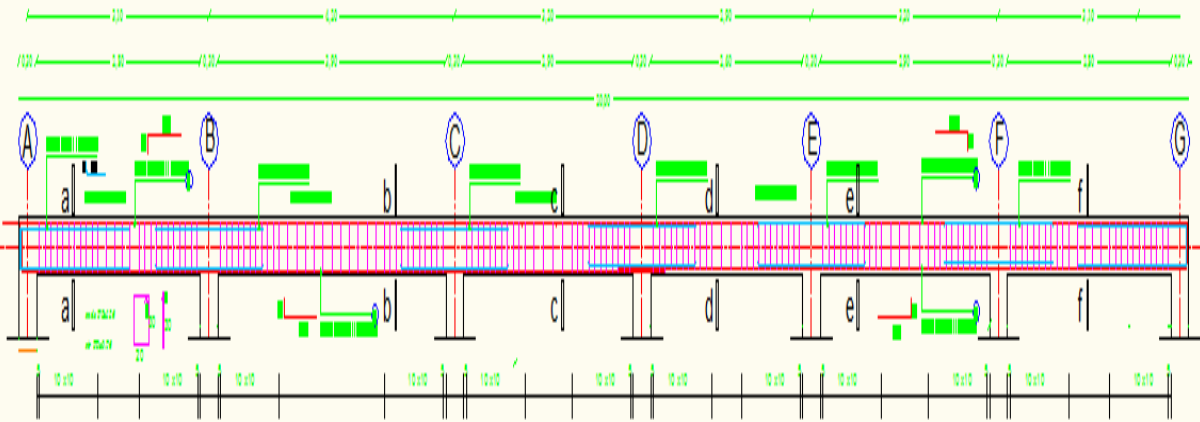
Poutres secondaires :

-
- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{390} = 0.089 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.089 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 32} = 0,0057 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

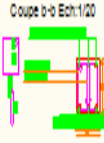
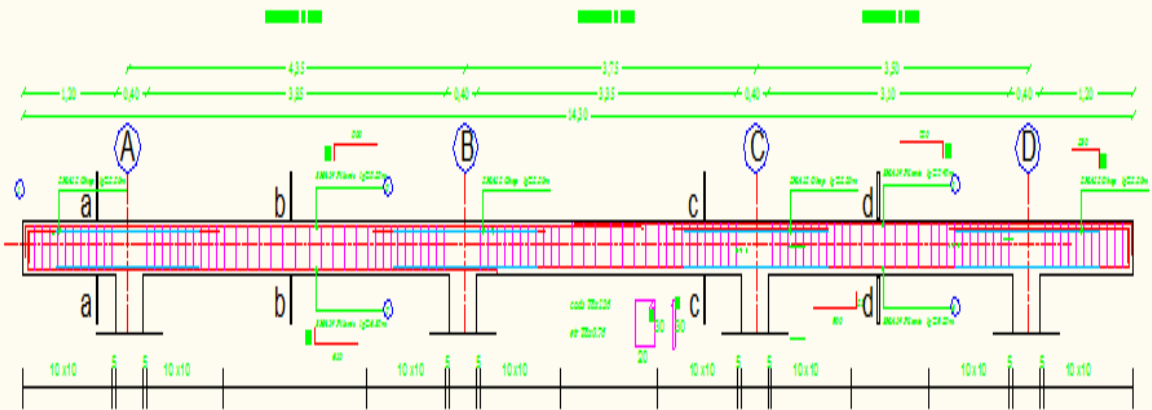
Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche .

FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (26x35) Ech:1/20



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (30x35) Ech:1/20



VIII.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

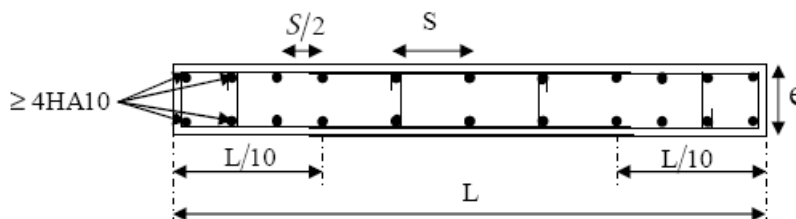
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



VIII-1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

(Épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$)

- **Zone I** : RDC ; 1^{er} ; 2^{ème} ;
- **Zone II** : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} ;
- **Zone III** : 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} .

VIII.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = L/2$)

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min(h_e/2, 2/3 L_c)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

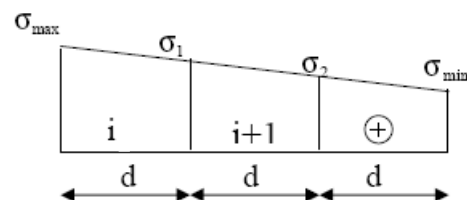
VIII.3. Armatures verticales :

- **Ferrailage section entièrement comprimée:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

▪ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

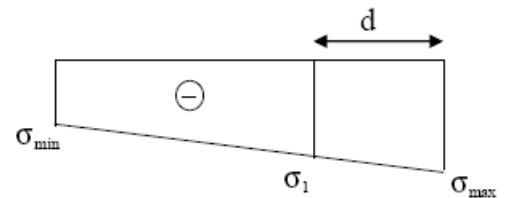
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

la section d'armature d'une section entièrement

tendue est égale à :
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

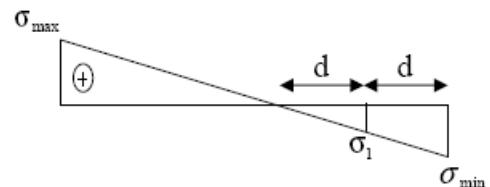
$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

▪ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.



VIII.4. Armatures horizontales:

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ en zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale

VIII.5. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII.6. Dispositions constructives:

➤ Escapement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.7. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ (Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

b₀: Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Art 5.1.1 BAEL 91 :

IL faut vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa.}$

VIII. 8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

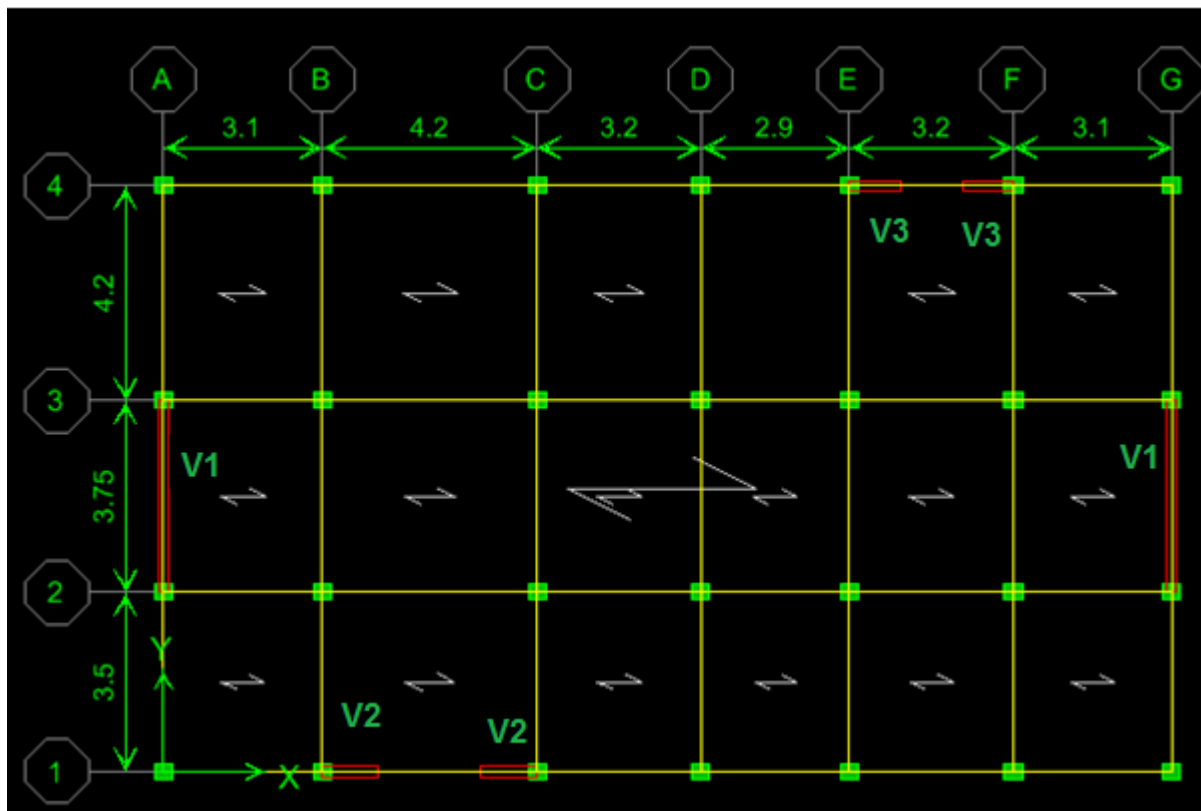
N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VIII.9. Exemple de calcul :

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 3,30 \text{ m}$) du RDC :

Détermination des sollicitations :

Zone I :

1) Caractéristiques géométriques :

$L = 3,30 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m} \quad I = 0,60 \text{ m}^4 \quad B = L \times e = 0,66 \text{ m}^2$

$$V = V' = L / 2 = 1,65m$$

$$\sigma_{\max} = 7159.15KN / m^2$$

$$\sigma_{\min} = -5387.8KN / m^2$$

❖ **Conclusion :**

- la section est partiellement comprimée (S.P.C)

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{7159.15}{5387.8 + 7159.15} \times 3.30 = 1.88 m$$

$$L_t = L - L_c = 3.3 - 1.88 = 1.42 m$$

$$L_t = 1.42 m$$

➤ **Calcul de la longueur (d) :**

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,25 m$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.71m$$

➤ **Détermination des armatures :**

Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} = 2693.9KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 699.56KN$$

▪ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 20,10cm^2$$

Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 191,26KN$$

▪ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 5.50cm^2$$

Section minimale

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23.70.20.2,1}{400}; 0,005.71.20 \right\} = 7.1 \text{ cm}^2$$

$A_{v2} < A_{\min}$ donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$\implies A_{V1} = 20.10 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{v2} = 7.1 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures

$$A_{vj} = \frac{1.54 T}{f_e} = \frac{1.54 \times 698.53 \times 10}{400} = 26.2 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 26.65 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 13.65 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1ere bande : 10HA20=31.41cm²/d1 soit: 5HA20 /nappe .avec espacement de 15 cm

2ième bande : 10HA14=15.39 cm²/d2 soit: 5HA14/nappe avec espacement de 15 cm

▪ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0.15\%B \right\} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA12 = 10.18cm²/ ml /par nappe** avec : **est = 25 cm**

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit : HA8.

❖ -Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99 modifié 2003 :

$$\zeta_b = \frac{1.4 T}{e.d}$$

$$= \frac{1.4 \times 698.63}{0.2 \times 0.9 \times 2.95} \times 10^{-3} = 1.84 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\bar{\zeta}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = \frac{T}{e.d} = \frac{698.63}{0.2 \times 0.9 \times 2.95} \times 10^{-3} = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u \dots \text{condition vérifiée}$$

2. vérification a L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{1811.09}{6600 + 15 \times 23.4} \times 10 = 0.38 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 2.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$

VIII.9. Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

Ferrailages des voiles : VT1						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	3,3	3,3	3,3	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0.66	0.66	0.66	
	I	(m ⁴)	0.60	0.60	0.60	
	V=V'=h/2	(m)	1.65	1.65	1.65	
	omax	(kN/m ²)	7159,15	3796,14	3147.31	
	omin	(kN/m ²)	--5387,80	--2451,39	-3061,04	
	VU	(KN)	698,63	612,46	419,53	
	Lc	(m)	1.88	2	1.67	
	Lt	(m)	1.42	1.3	1.63	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.71	0.65	0.815	
	σ1	(kN/m ²)	2693.9	1225.70	1530.52	
	N1	(kN)	699.56	326.42	381.24	
	N2	(kN)	191.26	79.67	124.73	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	7.1	6.5	8.15	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	20.10	9.38	10.95	
	Av2	(cm ²)	5.50	2.29	3.58	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	26.2	23,57	16,15	
Armatures verticales adoptée par nappe	A1=Av1+Avj/4	(cm ²)	26.65	15.27	14.98	
	A2=Av2+Avj/4	(cm ²)	13.65	12.39	12.18	
	Choix de section	(cm ²)	10HA20	8HA20	8HA16	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	31.41	25.13	25.13	
	Choix de section	(cm ²)	10HA14	10HA14	10HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	15.39	15.39	15.39	
	Sv1	(cm)	15	15	15	
Sv2	(cm)	15	15	15		
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	9.9	9.9	9.9	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	9HA12	9HA12	9HA12	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	10.18	10.18	10.18	
Armature transversale	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1.84	1.61	1.10	
	τu=2.5	MPa	1.31	1.15	0.78	
	σbc=15	MPa	2.61	2.13	1.73	

Ferrillages des voiles : VL2						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	0.95	0.95	0.95	
	e	(m)	0.20	0.20	0.20	
	B	(m ²)	0.19	0.19	0.19	
	I	(m ⁴)	0.014	0.014	0.014	
	V=V'=h/2	(m)	0.475	0.475	0.475	
	omax	(kN/m ²)	5562,33	4621,48	2811,18	
	omin	(kN/m ²)	-3621,48	-3111,04	1942,32	
	VU	(KN)	175.75	156.71	102.7	
	Lc	(m)	0.57	0.57	0.59	
	Lt	(m)	0.38	0.38	0.36	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0.19	0.19	0.18	
	σ1	(kN/m ²)	1810.74	1555.52	971.16	
	N1	(kN)	140.08	117.36	68.08	
	N2	(kN)	34.40	29.55	17.48	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	1.9	1.9	1.8	
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	4.03	3.37	1.96	
	Av2	(cm ²)	0.98	0.85	0.50	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	6.76	6.03	3,95	
Armatures verticales adoptée	A1=Av1+Avj/4	(cm ²)	5.72	4.88	2.95	
	A2=Av2+Avj/4	(cm ²)	3.59	3.40	2.79	
	Choix de section	(cm ²)	3HA16	3HA16	2HA16	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	6.03	6.03	4.02	
	Choix de section	(cm ²)	3HA14	3HA14	3HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	4.62	4.62	4.62	
	Sv1	(cm)	10	10	10	
	Sv2	(cm)	10	10	10	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2.85	2.85	2.85	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,14	3,14	3,14	
Armature transversale	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	0.35	0.29	0.25	
	τd=2.5	MPa	0.25	0.20	0.18	
	σbc=15	MPa	3.15	3.02	2.11	

Ferrailages des voiles : VL3						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	
	L	(m)	0.85	0.85	0.85	
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0.17	0.17	0.17	
	I	(m ⁴)	0.01	0.01	0.01	
	V=V'=h/2	(m)	0.425	0.425	0.425	
	σ_{max}	(kN/m ²)	4214.79	330.15	1959.17	
	σ_{min}	(kN/m ²)	-1764.78	-4362.1	-3638.59	
	VU	(KN)	149.75	146.71	93.7	
	Lc	(m)	0,56	0,64	0,5	
	Lt	(m)	0.29	0,11	0,35	
	nature de la section			SPC	SPC	SPC
	d	(m)	0,145	0,105	0,175	
	σ_1	(kN/m ²)	1134,5	10178,23	1212,86	
	N1	(kN)	106,98	210,17	63,44	
	N2	(kN)	22,69	203,56	24,26	
	Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	1.50	1.10	1.80
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	3,03	6,03	1,82	
	Av2	(cm ²)	0,65	5,85	0,7	
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	5,76	5,65	3,6	
Armatures verticales adoptée par nappe	A1=Av1/2+Avj/8	(cm ²)	2,24	3,27	1,36	
	A2=Av2/2+Avj/8	(cm ²)	1,05	3,13	0,8	
	Choix de section	(cm ²)	2HA16	2HA16	2HA14	
	A1 (adoptée)	(cm ²)	4.02	4.02	3,08	
	Choix de section	(cm ²)	2HA16	2HA16	2HA14	
	A2 (adoptée)	(cm ²)	4.02	4.02	3.08	
	Sv1	(cm)	10	10	10	
	Sv2	(cm)	10	10	10	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2,55	2,55	2,55	
	Choix de section /nappe	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,14	3,14	3,14	
Armature transversale	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0,65	0,6	0,4	
	$\tau_u=2.5$	MPa	0,1	0,06	0,08	
	$\sigma_c=15$	MPa	1,37	5,94	4,84	

IX.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- *Fondations superficielles* : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- *Fondations profondes* : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.7$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.4 : Dimensionnement :

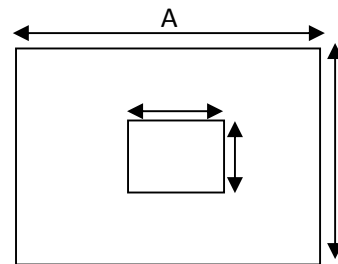
IX-4-1) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 624.81 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 1.92 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

IX-4-2) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q(KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL2	661.08	0.95	4.09	3.89
VL3	578.23	0.85	4.00	3.40

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	2713.65	3.3	4.84	15.97

$S_v = \sum S_i = 23.26m^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

IX-4-3) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax} = 624.81KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi x ei (KN .m)
1	624.81	1.017	5.95	3717.62
2	635.6	4.99	1.7	1080.52
3	447.66	0.951	-2.4	-1074.38
4	419.84	2.642	-5.95	-2498.05
Somme	2127.91	11.719		1225.71

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0.58m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.51m < \frac{L}{6} = \frac{11.9}{6} = 1.98m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2127.91}{11.9} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.58)}{11.9}\right) = 126.52KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2127.91}{11.90} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.58)}{11.90}\right) = 231.11 \text{KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2127.91}{11.90} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.58)}{11.90}\right) = 204.96 \text{KN/m}$$

IX-4-4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{204.96}{170} = 1.21 \text{m}$$

On prend $B = 1.5 \text{m}$.

On aura donc, $S = 1.5 \times 11.90 = 17.85 \text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 17.85 \times 7 + 23.26 = 148.21 \text{m}^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 238 \text{m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 148.21 \text{m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{148.21}{238} = 0.62 = 62 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

IX.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

IX.5.1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{375}{8} \leq h \leq \frac{375}{5} \Rightarrow 46.88 \leq h \leq 75 \text{ cm}$$

IX.5.2) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818.86 MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.75}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.71 \text{ m}$$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$, avec un minimum de 25cm
- $h_d \geq \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{375}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 80 \text{ cm}$Hauteur total du radier

$h_n = 50 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

IX.5.3) Calcul des charges nécessaires au radier :

- Charge permanente : $G = 19880.75 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation : $Q = 10969.39 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

- ✓ **A l'ELU :** $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 43293.09 \text{ KN}$
- ✓ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 30850.14 \text{ KN}$

IX.5.4) Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- ✓ **A l'ELU :** $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{43293.09}{2 \times 170} = 127.33 \text{ m}^2$
- ✓ **A l'ELS :** $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{30850.14}{170} = 181.47 \text{ m}^2$

D'où : $S_{bat} = 238 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(120.26, 171.39) \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = (11.9+1)(20+1) = 270.90 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 270.90 \text{ m}^2$.

IX.5.5) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $25 \times 270.9 \times 0.3 = 2031.75 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $(0.8 - 0.3) (270.9 - 81.65) \times 16 = 1514 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.12 \times 270.9 = 812.7 \text{ KN}$.

Poids de la nervure : $(0.8 - 0.3) \times 25 \times 81.65 = 1020.625 \text{ KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0.5 \times 32.9 = 411.25 \text{ KN}$.

$$G_{rad} = 2031.75 + 1514 + 812.7 + 1020.625 + 411.25 = 5790.325 \text{ KN}$$

- ELU:

$$N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 51110.03 \text{ KN}$$

- ELS : $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 36640.47 \text{ KN}$

IX.5.6) Les vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{51110.03 \times 1}{270.9} \times \frac{3.75}{2} = 353.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{353.75}{1 \times 0.27} = 1310.19 \text{ KN/m}^2 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.775 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.489 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 3528.94 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 16469.10 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

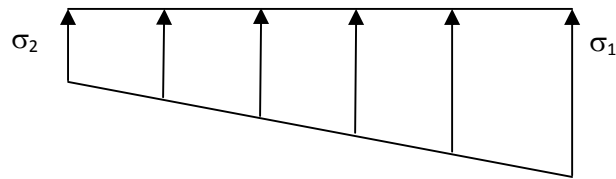


Fig. XI.1 Diagramme des contraintes

✓ **A l'ELU:** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

✓ **A l'ELS:** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

✓ **A l'ELU :** $M_x = 47229.72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51110.03}{270.9} + \frac{47229.72}{16469.10} \times 11.775 = 222.43 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51110.03}{270.9} - \frac{47229.72}{16469.10} \times 11.775 = 154.90 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222.43 + 154.90}{4} = 205.55 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **A l'ELS :** $M_x = 47229.72 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36640.47}{270.9} + \frac{47229.72}{16469.10} \times 11.775 = 169.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36640.47}{270.9} - \frac{47229.72}{16469.10} \times 11.775 = 101.50 \text{ KN/m}^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3 \times 169.02 + 101.50}{4} = 152.14 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Sens transversal :**

✓ **A l'ELU :** $M_y = 43717.05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51110.03}{270.90} + \frac{43717.05}{3528.94} \times 5.489 = 256.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51110.03}{270.90} - \frac{43717.05}{3528.94} \times 5.489 = 120.67 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 256.67 + 120.67}{4} = 222.67 \text{ KN/m}^2$$
 ; $2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ **A l'ELS: $M_y = 43717.05 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36640.47}{270.9} + \frac{43717.05}{3528.94} \times 5.789 = 206.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36640.47}{270.9} - \frac{43717.05}{3528.94} \times 5.789 = 63.54 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206.97 + 63.54}{4} = 171.11 \text{ KN/m}^2$$
 ; $\sigma_{SOL} = 180 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

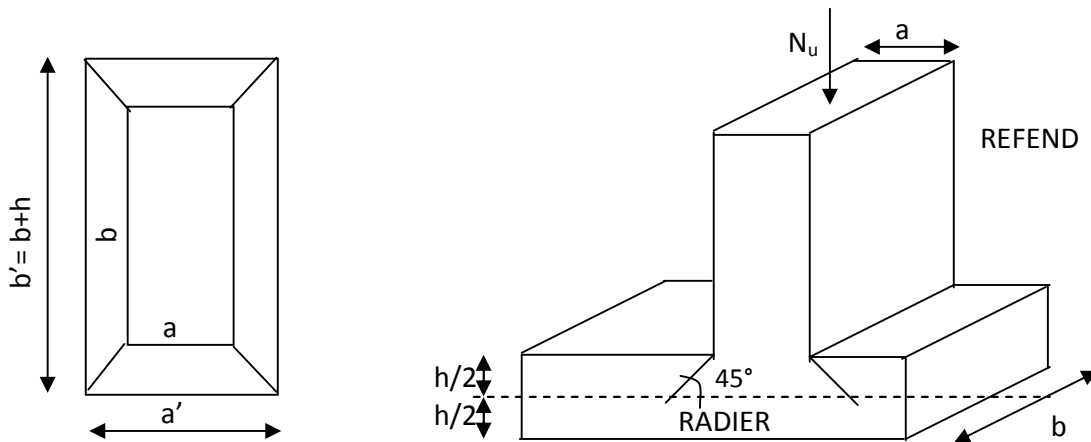


Fig.IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c**

• **Poteau (le poteau le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6m$$

$$N_u = 1587.59 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (le voile le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 3.75 + 2 \times 1) = 1.9m$$

$$N_u = 6015.55 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 1 \times 12.9 \times 25000}{1.5} = 9675 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effet de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1m$)

$$P = 17487.48 \text{ KN} \geq 1.5 \times 270.9 \times 10 \times 1 = 4063.50 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.6 : Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 222.67 - 1.35 \times \frac{5790.33}{270.9} = 193.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 171.11 - \frac{5790.33}{270.9} = 149.73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

X.6.1) Calcul à l'ELU :

- Identification des panneaux et calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Tableau X.4 : Identification des panneaux

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	4.20	4.20	1	0.0368	1	125.81	125.81	2Sens

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{0x}$ ou $0.75 M_{0y}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :..... $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive :..... $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$\begin{cases} M_{0x} = 125.81 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 125.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Correction des moments:

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 62.91 \text{KN.m}$

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 94.36 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 62.91 \text{KN.m}$

$$M_t = 0.75 M_{0Y} = 94.36 \text{ KN.m}$$

- **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 : Ferrailage du panneau

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	94.36	0.090	SSA	0.953	10.54	6HA16	12.06	20
	appui	62.91	0.060	SSA	0.969	6.90	5HA14	7.70	25
y-y	travée	94.36	0.090	SSA	0.953	10.54	6HA14	12.06	20
	appui	62.91	0.060	SSA	0.969	6.90	5HA14	7.70	25

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Aux appuis :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFé400

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t^{max} = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{193.81 \times 4.20}{2 \times 1 \times 0.27} = 1507.41 \text{ KN/m}^2 = 1.51 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.6.2) Vérification à l'E.L.S :

- Calcul des moments fléchissant :

Tableau X.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
4.2	4.2	1	149.73	0.0442	1	116.74	116.74

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 58.37KN.m$

$M_t = 0.75M_{0x} = 87.58KN.m$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 58.37KN.m$

$M_t = 0.75 M_{0y} = 87.58KN.m$

- Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{62.91}{58.37} = 1.08 \text{ et } \mu = 0.08 \rightarrow \alpha = 0.1044$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{94.36}{87.58} = 1.08 \text{ et } \mu = 0.128 \rightarrow \alpha = 0.1719$$

$$\alpha = 0.1719 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.7 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

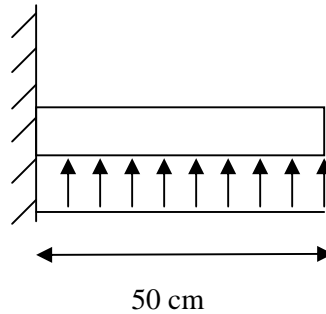


Fig .IX.3: Schéma statique d'un débord

IX.7 1.) Sollicitation de calcul :

✓ A l'ELU :

$$P_u = 193.81 \text{ KN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-193.81 \times 0.5^2}{2} = -24.23 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$P_s = 149.73 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-149.73 \times 0.5^2}{2} = -18.72 \text{ KN.m}$$

IX.7 2.) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

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

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 : Ferrailage à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	24.23	0.024	0.988	2.61	3.26	4HA12	4.52	33

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de **25 (cm)**

IX.7 3.) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24.23}{18.72} = 1.29 \quad \alpha = 0.0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord
 $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.8 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

IX.8.1) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (l_m) et le même effort tranchant (l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

- Charge trapézoïdale :

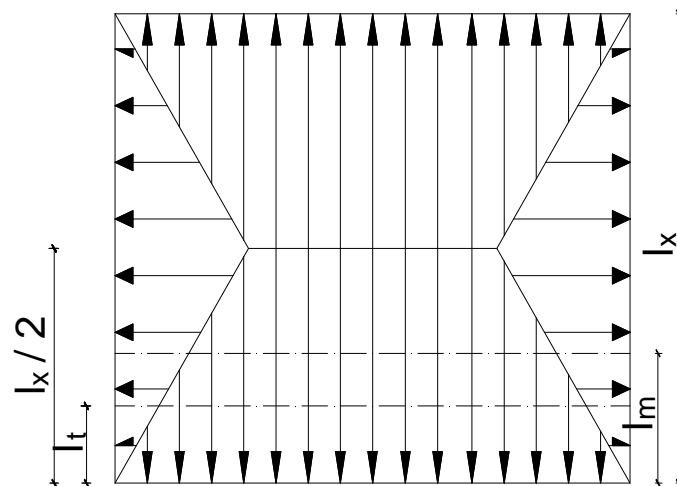
$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$



1. Charges à considérer :

- Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 193.81 \times 1.40 = 271.33 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 149.73 \times 1.40 = 209.62 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 193.81 \times 1.05 = 203.50 \text{KN} / \text{ml}.$$

➤ *Sens longitudinal :*

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 193.81 \times 1.40 = 271.33 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 149.73 \times 1.40 = 209.62 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 193.81 \times 1.05 = 340.23 \text{KN} / \text{ml}.$$

➤ **Sollicitations maximales :**

a) Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 241,21 \text{KN.m}.$$

$$M_{au \max} = 330.26 \text{KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 205.31 \text{KN.m}.$$

$$M_{as \max} = 280.77 \text{KN.m}.$$

$$T_{u \max} = 366.52 \text{KN}.$$

b) Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 360.12 \text{KN.m}.$$

$$M_{au \max} = 420.32 \text{KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 320.12 \text{KN.m}.$$

$$M_{as \max} = 352.75 \text{KN.m}.$$

$$T_{u \max} = 712.65 \text{KN}.$$

- Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont obtenus par le logiciel etabs .

c) Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 50 \text{cm}; \quad d = 77 \text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{MPa}; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

Tableau X.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{ado}(cm^2)$
ELU	transversal	Appui	330.26	0.078	0.959	12.85	4HA16+4HA14	14.19
		Travée	241.21	0.058	0.970	9.28	4HA14+4HA14	12.31
	longitudinal	Appui	426.32	0.10	0.947	16.80	4HA20+4HA14	17.18
		Travée	360.12	0.086	0.955	14.07	4HA16+4HA16	16.09

d) Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.65 cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

Avec : $T_{u \max} = 912.18 KN$

$$\tau_u = \frac{712.65 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.85 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 mm \quad \text{Soit } \phi = 10 mm$$

On prend 2 cadres de $\phi=10mm$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20; 12\} = 12 cm$$

Soit $S_t = 10 cm$ en zone nodale.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 20 cm$$

Soit $S_t = 15 cm$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.50 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
- $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$ par parois
- Soit donc 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

f) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens longitudinal:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{573.24}{449.16} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0589 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{723.11}{568.6} = 1.27$$

$$\alpha = 0.641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{381.99}{299.31} = 1.27$$

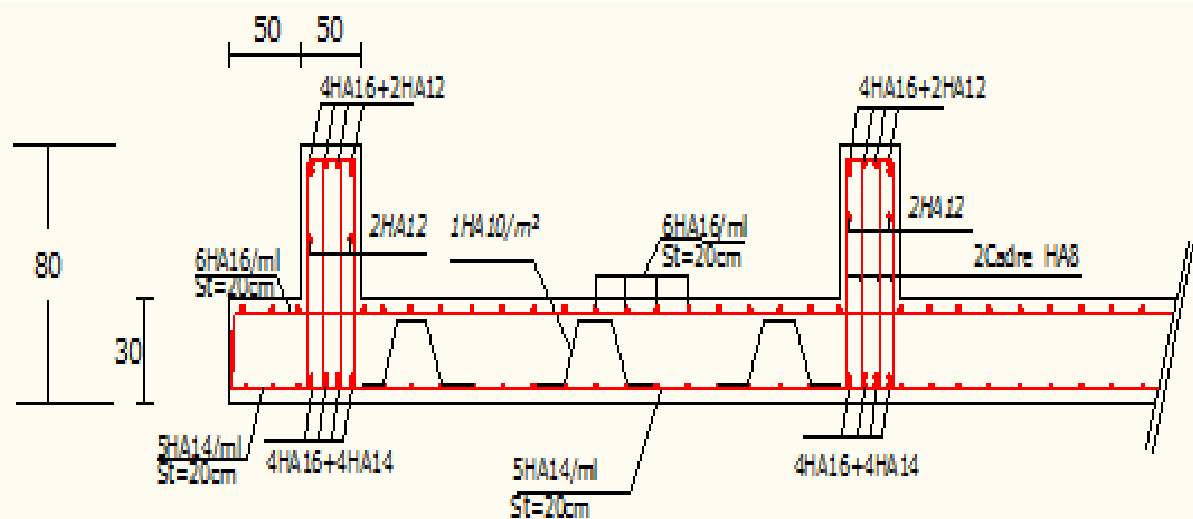
$$\alpha = 0.1181 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

✓ **En appui :**

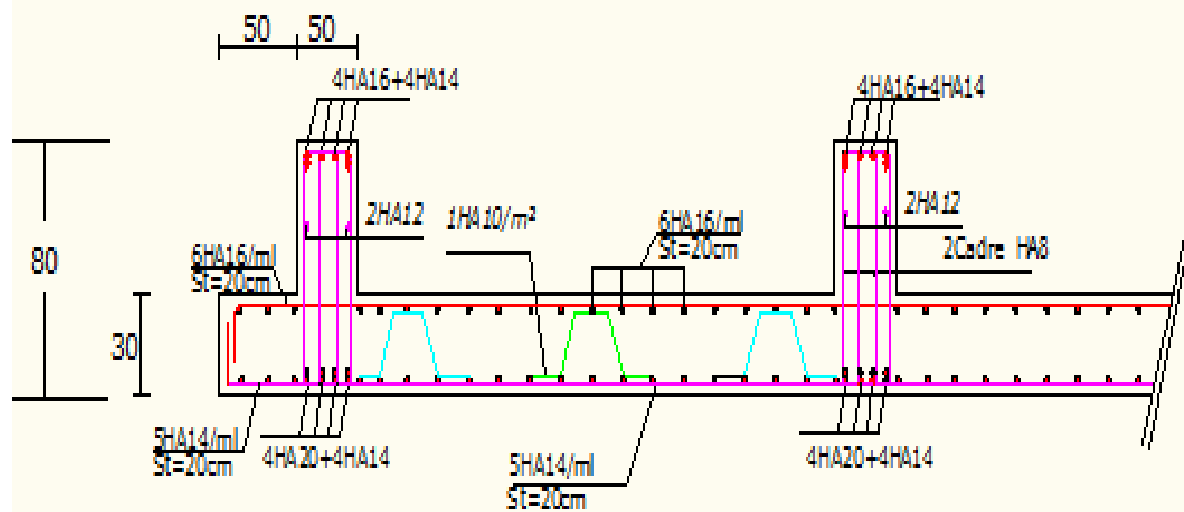
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{400.46}{313.77} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.



Ferrailage du radier général (50x80) Sens y-y



Ferrailage du radier général (50x80) SensX-X



Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons su l'importance d'analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage nous permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

Livres :

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

- Résistance des matériaux
- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment

Thèses :

- Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles -portiques en béton armé
- Etude d'un bâtiment en R+8 avec charpente à ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2007)

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2010(Dessin)
- ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)

Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)