

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

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

## ***THEME***

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte*



Proposé par : Bureau d'étude

Etudié par:

M<sup>me</sup> Gharout Zahia

M<sup>elle</sup> Aouakli Assia

Dirigé par : M<sup>f</sup> kanoun

2015-2016



## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- Mes parents et mes beaux-parents.*
- Mes frères et mes beaux-frères.*
- Mes sœurs et mes belles sœurs.*
- Mon promoteur M<sup>rs</sup> Kanoun.*
- Tous mes amis (es).*
- Ainsi que toute la promotion 2015/2016.*
- Enfin à ma lumière du jour mouninou.*

*Gharout zahia*

A decorative card with floral patterns and flowers. The card is white with a colorful floral border on the left and right sides. The text is written in a cursive font. The card is placed on a wooden surface. There are purple flowers at the top and yellow and white flowers at the bottom.

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- Mes très chers parents.*
- Mes sœurs : Dihia ,Farida et Farouja.*
- Mes frères : Ramdane et Said*
- Mes amies : ZAHIA, Malika, Yacine.*
- Mon promoteur : M<sup>rs</sup> Kanoun.*
- Ainsi que toute la promotion 2015/2016.*

*Aouakli Assia*

# Remerciements

*Nous vifs remerciements vont en premier lieu, à nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous remercions aussi notre promoteur  
M<sup>r</sup> Kanoun.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.*

*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

# *Sommaire:*

Chapitre I	: Présentation et description de l'ouvrage.....	page 001
Chapitre II	: Predimensionnement des éléments.....	page 009
Chapitre III	: Calcul des éléments.....	page 027
	• III-1-Acrotère.....	page 027
	• III-2-Escalier.....	page 033
	• III-3-Plancher.....	page 048
	• III-4-Balcons .....	page 069
	• III-5-Salle machine.....	page 076
	• III-6-Poutre de chinage.....	page 083
	• III-7-Poutre palière.....	page 086
Chapitre IV	: Etude de contreventement .....	page 092
Chapitre V	: Modélisation de la structure .....	page 105
Chapitre VI	: Ferrailage des éléments .....	page 159
	• VI-1-Ferrailage des poutres.....	page 159
	• VI-2-Ferrailage des poteaux .....	page 171
	• VI-3-Ferrailage des voiles.....	page 190
Chapitre VII	: Etude de l'infrastructure.....	page 211
	Annexe	
	Conclusion	
	Bibliographie	

# INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul Automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer :  
**ROBOT, SAP2000, ETABS...**etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est amène alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des Structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se fait à l'aide de logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2014** à cause de ses divers avantages.

**I-1 Descriptions de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un Bâtiment en (R+9) à usage d'habitation et commerciale.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la Zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments Constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les Caractéristiques du sol.

Ce bâtiment est implanté Azazga, wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est Classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de moyenne Sismicité (ZONE IIa) et de groupe d'usage 2(ouvrage d'importance Moyenne)

**les composants de la structure :**

La structure est composée de :

- RDC destiné pour les locaux.
- Neuf étages courants à usage d'habitation comportent trois types de logement F<sub>2</sub>, F<sub>3</sub> et F<sub>4</sub>.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et une cage d'ascenseur.

**I-2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT**

Hauteur totale du bâtiment .....	31.62m
La longueur totale du bâtiment.....	21.57m
La largeur totale du bâtiment.....	16.30m
Hauteur libre d'étage courant.....	.03,06m
Hauteur du RDC.....	04.08m
Hauteur de l'acrotère .....	0.60m
Hauteur de la salle machine.....	2.10m

**I-3-ELEMENTS DE L'OUVRAGE :****A-La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

### **A-1-Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Poteaux et poutres : formant un système de portiques dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés les charges et surcharges verticales.
- Voiles : en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal,

Constituent un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme.

### **A-2-Plancher :**

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

#### **A-2-1-Plancher en corps creux :**

Les planchers en corps creux sont constitués de :

##### **❖ Nervure :**

Appelées poutrelles, qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de 56cm à 65cm.

##### **❖ Un remplissage en corps creux :**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

#### **A-2-2-Une dalle de compression en béton :**

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

### **A-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 cas on a une cage d'escalier, elle est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation.

Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place Avec deux volées par niveau.

### **A-4-la cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

**A-5-Balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

**A-6- Acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm Dans notre ouvrage,

**A-7-Maçonnerie :**

La maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

◆ **Murs extérieurs**

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

◆ **Murs intérieurs**

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

**A-8-Revêtement :**

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier .....enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond.....enduit plâtre.
- Salle d'eau + cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre

**A-9-Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et limiter le temps d'exécution. Et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**B-L 'infrastructure :**

L'infrastructure est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient :

**B-1-Fondations:**

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de types de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**I-4-CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :****I-4-1- Le béton :**

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau)
- Granulats (sable, gravier).

Dans notre cas, le béton sera dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA 325. Quant à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour  $1 \text{ m}^3$  de béton armé :

- Granulats : Sable..... $380$  à  $450 \text{ cm}^3$  ( $D_g \leq 5 \text{ mm}$ ).
- Gravillons..... $750$  à  $850 \text{ cm}^3$  ( $D_g \leq 25 \text{ mm}$ ).
- Ciment .....  $300$  à  $400 \text{ Kg}$ .
- Eau..... $150$  à  $200 \text{ l}$ .

La réalité pratique conduit vers le rapport

$$\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} = 0.5$$

**a) La résistance caractéristique à la compression :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisée dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

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

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91})$$

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

- Contrainte à la compression :

**-A L'ELU (Etat Limite Ultime) :** correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

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

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

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

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

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

À j = 28 jours en situation courante ;  $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

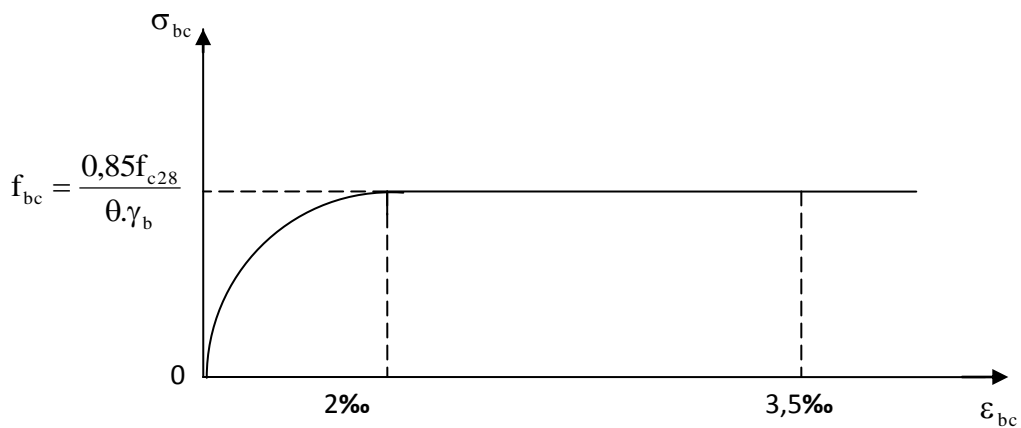
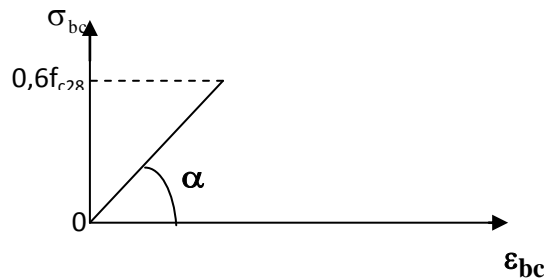


Fig I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

**-A l'ELS (Etat Limite de Service) :** c'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$  Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS



**Fig I.2 -Diagramme Contrainte - Déformation du béton(ELS)**

A j = 28 jour  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

**c) Module de déformation longitudinale :**

- **Instantané**  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.Art.2.1, 21)
- **Différé**  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.Art.2.1, 22)

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

**d) Module de déformation transversale :**

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

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson ; } \begin{cases} \nu = 0 \dots\dots\dots ELU \\ \nu = 0,2 \dots\dots\dots ELS \end{cases} \text{ (BAEL 91.Art.2.1, 3)}$$

**I- 4 -2- L'aciers :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. et l'acier résiste bien.

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

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
- Aciers ronds lisses (feE240).....fe = 235 MPa
- Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa

fe : limite d'élasticité.

**a) Module de déformation longitudinale**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa (BAEL 91, Art A.2.2)}$$

**b) Contrainte limite :**

- **Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL 91, Art A.2.1, 3)}$$

Avec :  $\sigma_{st}$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa pour les H.A}$$

- **Contrainte limite de service :**

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

3 cas de fissuration sont possibles

**1- Fissuration peu nuisible :**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e \text{ (BAEL 91, Art A.4.5, 32)}$$

**2- Fissuration préjudiciable :**

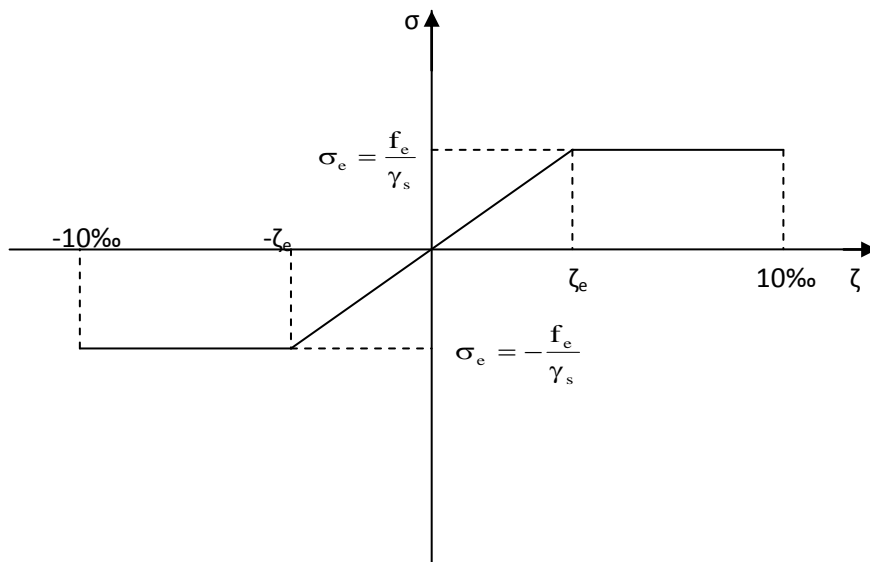
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (BAEL 91, Art A.4.5, 33)}$$

**3- Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (BAEL 91, Art A. 4.5.34)}$$

$\eta$  : coefficient de sécurité  $\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$

**c)-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**



**Fig.1.3-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**

**d) Protection des armatures :**(BAEL91.Art A.7.1)

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

- c ≥ 1 cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- c ≥ 3 cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- c ≥ 5 cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

## II-1-INTRODUCTION:

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- *Le RPA 99*
- *Le CBA 93*
- *Le BAEL 91*

## II-2- PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

### II-2-1-Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ (Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99).}$$

**Avec:**  $L_{\max}$ : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

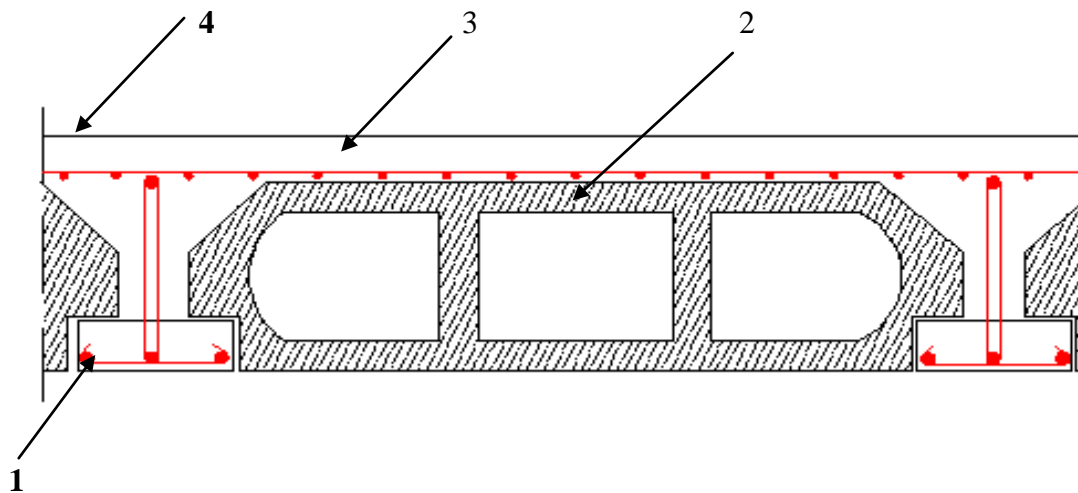
Dans notre cas :  $L_{\max} = 475-25=450\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 450 / 22.5=20 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher **(16+4)cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**



- 1 - Poutrelle                      2 - Corps creux  
3 - Treillis soudé                4 - Dalle de compression

**Figure II-1 Coupe verticale du plancher en corps creux**

### II-2-2-Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles). Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

- **Hauteur** « ht » :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » :  $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : **Lmax** : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

**b** : largeur de la poutre.

**ht** : hauteur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99version 2003** (Art 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

→ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a) **Poutres principales** :  $L_{\max} = 490 - 25 = 465 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{La hauteur : } & 465/15 \leq h_t \leq 465/10 \\ & 31 \leq h_t \leq 46.5 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h_t = 45 \text{ cm.}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La largeur : } & 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \\ & 18 \leq b \leq 31.5 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \end{aligned}$$

**Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) ;**

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b = 45 / 30 = 1.50 \leq 4 \quad \rightarrow$  condition vérifiée.

**La section de la poutre principale (b x ht) = (30 \* 45) cm<sup>2</sup>.**

b) **Poutres secondaires** :  $L_{\max} = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$ .

$$\begin{aligned} \text{La hauteur : } & \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 30 \leq h_t \leq 45 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h_t = 40 \text{ cm.}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La largeur : } & 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \\ 16 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \end{aligned}$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que facilité de mise en oeuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « **b=30cm** »

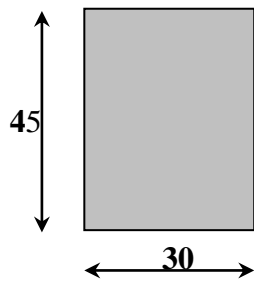
**La section de la poutre secondaire est (b x ht) = (30 \* 40) cm<sup>2</sup>.**

**Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) ;**

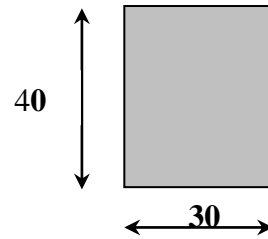
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.6 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition vérifiée.

**Conclusion** : les dimensions retenues sont :

**Poutres principales : (30 \* 45) cm<sup>2</sup>.**  
**Poutres secondaires : (30 \* 40) cm<sup>2</sup>.**



**Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale**



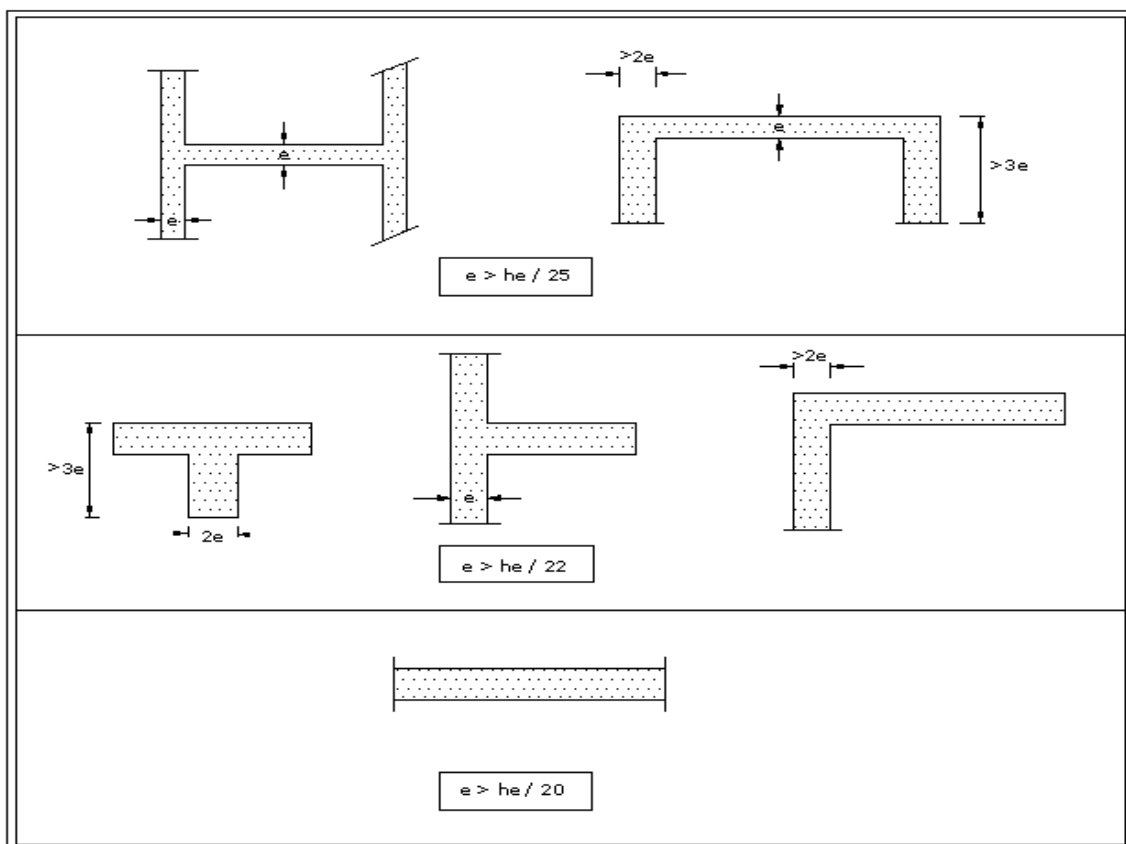
**Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire**

**II-2-3-Les voiles :**

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile ( $e_p$ ) sera déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



**Fig. II.4: Coupe de voile en plan**

Avec :  $h_e = h - e_{dalle}$ .

$h$  : Hauteur d'étage.

$e_{dalle}$  : Epaisseur de la dalle.

Dans notre cas, on prend :

- Pour l'étage courant :  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm, donc  $e \geq 286/20 = 14.3$  cm
- Pour le RDC :  $h_e = 408 - 20 = 388$  cm, donc  $e \geq 388/20 = 19.5$  cm

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

### **Vérification 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.

$$L_{\min} \geq 4e$$

$$L_{\min} \geq 4(0.20)$$

**condition vérifiée.**

- L'ouvrage sera implanté à Azazgazone de moyenne sismicité ( $II_a$ ).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

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

**condition vérifiée.**

### **II-2-4- Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ( $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G_{cum}$  : charge permanente cumulée.

$Q_{cum}$  : surcharge d'exploitation cumulée en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :  $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ ,

Avec : A : section du poteau considéré.

$N_S$  : Effort normal revenant au poteau.

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

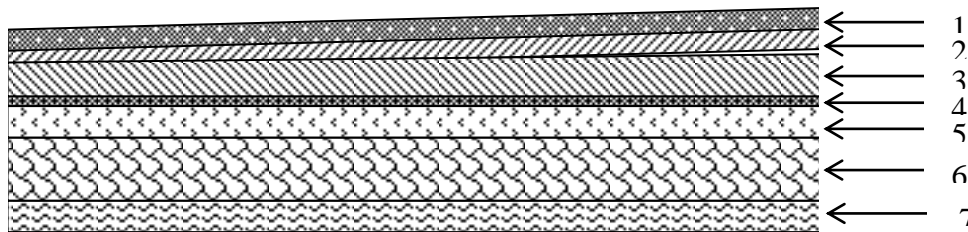
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa à 28 jours } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**II-3-Les charges et les surcharges :**

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions de pesanteur permanentes et variables permettant le pré dimensionnement des poteaux ou des appuis, des fondations.

**II-3-1- Charges permanentes :**

a) **Plancher terrasse (inaccessible) :**

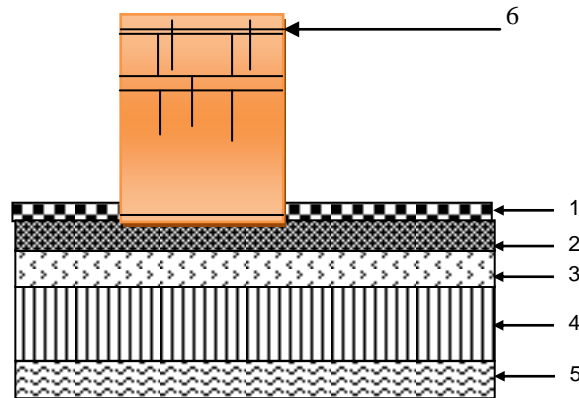


**Fig. II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse**

**Tableau II.1 :** Valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche de gravillon	5	1.00
2. Etanchéité multicouches	2	0.12
3. Béton en forme de pente	8	2
4. Feuille de polyane	2	0.01
5. Isolation thermique en liège	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		<b>Gt = 6.29 KN/ m<sup>2</sup>.</b>

b) Plancher étage courant :



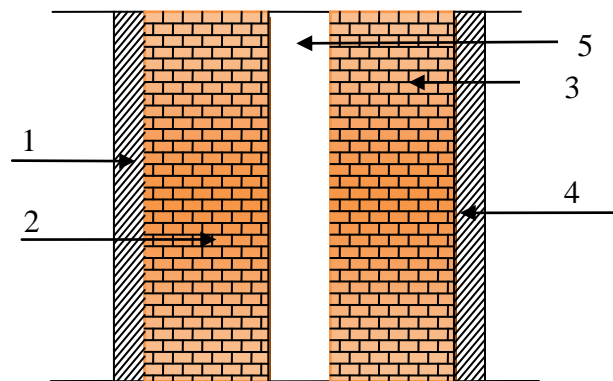
**Fig. II.6** : Coupe verticale du plancher d'étage courant

**Tableau II.2** : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	2	0.44
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		<b>Gt = 5.2 KN/ m<sup>2</sup>.</b>

c) Maçonnerie :

- Mur extérieur :



**Figure II.7** : Coupe verticale du mur double cloison

- **Mur extérieur :**

**Tableau II.3 :** Valeur de la charge permanente de la maçonnerie

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Mortier de ciment	1.5	0.27
2. Brique creuse	10	0.9
3. Brique creuse	15	1.35
4. Enduit plâtre	2	0.20
5. Lambe d'air	5	/
		<b>Gt = 2.72</b>

- **Mur intérieur :**

**Tableau II.4 :** Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		<b>Gt = 1.3</b>

La valeur utilisés dans les calculs est de 0.9 kn/m<sup>2</sup> (la valeur probable donnée par le DTR )

**d) Dalle pleine (balcon) :**

**Tableau II.5 :** valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	2	0.44
3. Couche de sable	2	0.54
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
		<b>Gt = 5.37</b>

**II-3-2- Les surcharge d'exploitation :**

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

- Plancher terrasse inaccessible →  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation →  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de RDC (commerciale) →  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons →  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère →  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier →  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

**II-4 -Descente de charge :**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau E2 (voir plan).

**II-4-1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

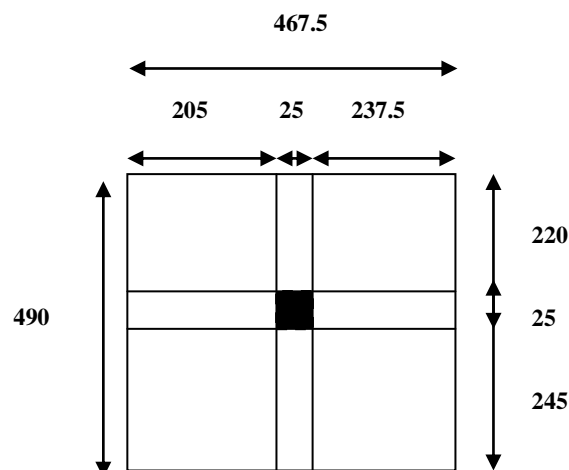
Le poteau le plus sollicité est « E2 »

La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

**Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2.05 * 2,20) + (2.375 * 2.20) + (2.05 * 2.45) + (2.375 * 2.45) = 20.57 \text{ m}^2$$



**Fig.II.8: Surface d'influence de poutre principale**

**a. Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse :  $G_t = 6.29 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G_t = 5.2 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher RDC :  $G_t = 5.32 \text{ KN/m}^2$ .

**b. Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher  $P = G \times S$ .

- **Plancher terrasse :**

$$P = 6.29 \times 20.57 = 129.38 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage :**

$$P = 5.2 \times 20.57 = 106.96 \text{ KN.}$$

- **Plancher RDC :**

$$P = 5.32 \times 20.57 = 109.43 \text{ KN.}$$

**c. Poids propre revenant à chaque poutre :**

- **Poutres principales :**

$$P = (0.30 \times 0.45) \times 25 \times (2.05 + 2.375) = 14.93 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.40 \times 0.30) \times 25 \times (2.20 + 2.45) = 13.95 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale :  $P = 14.93 + 13.95$

Ce qui donne :  **$P = 28.88 \text{ KN.}$**

**d. Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse  $Q_0 = 1.00 \times 20.55 = \mathbf{20.57 \text{ KN.}}$
- Plancher étage courant  $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_9 = Q_{10} = 1.50 \times 20.57 = \mathbf{30.855 \text{ KN.}}$
- Plancher RDC  $Q_{\text{RDC}} = 5 \times 20.57 = \mathbf{102.85 \text{ KN.}}$

**e. Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poids de poteaux du l'étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{4.781 \text{ KN.}}$$

- Poids de poteau du RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = \mathbf{6.375 \text{ KN.}}$$

**II-4-2-La loi de dégression des charges :**

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d’habitation ou d’hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanée des surcharges d’exploitation sur tous les planchers :

**(DTR BC 2-2/6-1)**

Soit :

$Q_0$  : La charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  : Les charges d’exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ...,  $n$  numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Sous toiture :  $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01:  $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 02 :  $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$

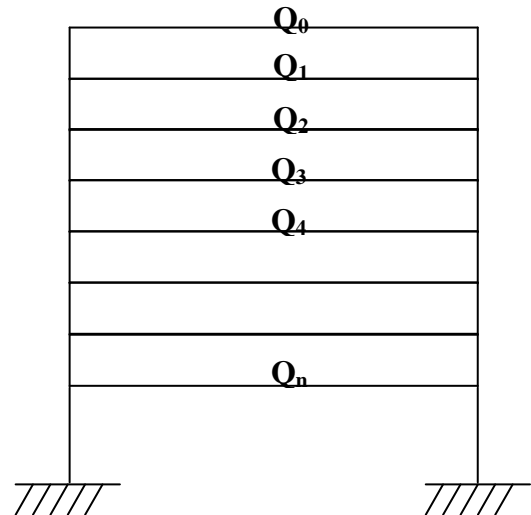
Niveau 03 :  $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 :  $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

Niveau  $n$  :  $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right).(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$  étant valable pour les niveaux ( $n \geq 5$ )



Les coefficients sont donnés par le tableau suivant :

<b>Niveaux</b>	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
<b>Coefficients</b>	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

**Les surcharges cumulées :****Niveau 10** :  $Q_0=20.57$  KN.**Niveau 09** :  $Q_1=Q_0+Q_1= 51.425$ KN.**Niveau 08** :  $Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 79.194$  KN.**Niveau 07** :  $Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 103.878$  KN.**Niveau 06** :  $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=125.477$  KN.**Niveau 05** :  $Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 143.99$  KN.**Niveau 04**:  $Q_6= Q_0+0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=159.417$ KN.**Niveau 03**:  $Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 173.919$ KN.**Niveau 02** :  $Q_8= Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7 +Q_8) = 190.889$ KN.**Niveau01**:  $Q_9= Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7 +Q_8 +Q_9) =206.625$ KN.**Niveau RDC** :  $Q_{RDC}=Q_0+0.65 ((Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7 +Q_8 +Q_9) +102.75)=267.859$ KN

**Tableau récapitulatif de la descente de charges :**

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal N=G+Q [KN]</u>	<u>Section du poteau [cm<sup>2</sup>]</u>	
	<u>Planchers</u>	<u>Poutres</u>	<u>Poteaux</u>	<u>G<sub>totale</sub></u>	<u>G<sub>cumulée</sub></u>	<u>Q<sub>i</sub></u>	<u>Q<sub>cumulée</sub></u>		<u>Section trouvée</u>	<u>Section adoptée</u>
<b>10</b>	129.38	28.88	/	158.26	158.26	20.57	20.57	178.83	119.22	
<b>9</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	298.881	30.88	51.45	350.331	233.554	<b>30x30</b>
<b>8</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	439.502	30.88	82.33	521.832	347.888	<b>30x30</b>
<b>7</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	580.123	30.88	113.21	693.333	462.222	<b>30x35</b>
<b>6</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	720.744	30.88	144.09	864.834	576.556	<b>30x35</b>
<b>5</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	861.365	30.88	174.97	1036.335	690.89	<b>30x35</b>
<b>4</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	1001.986	30.88	205.85	1207.836	805.224	<b>30x35</b>
<b>3</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	1142.607	30.88	236.29	1378.897	919.264	<b>40x40</b>
<b>2</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	1283.228	30.88	267.61	1550.838	1033.892	<b>40x40</b>
<b>1</b>	106.96	28.88	4.781	140.621	1423.849	30.88	298.49	1722.339	1148.226	<b>40x40</b>
<b>RDC</b>	106.96	28.88	6.375	142.216	1566.064	102.85	401.34	1967.404	1311.602	<b>40x40</b>

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{ en zone IIa} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right\}$$

➤ **RDC**

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq h/20 = 408/20 = 20.40\text{cm} \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

➤ **1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :**

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

➤ **4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage :**

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (30\text{cm}, 35\text{cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/35 = 0.85 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

• **8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage :**

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

**Conclusion**

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

**II-7- Vérification des poteaux au flambement**

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda \leq 50$$

Avec

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élancement du poteau.

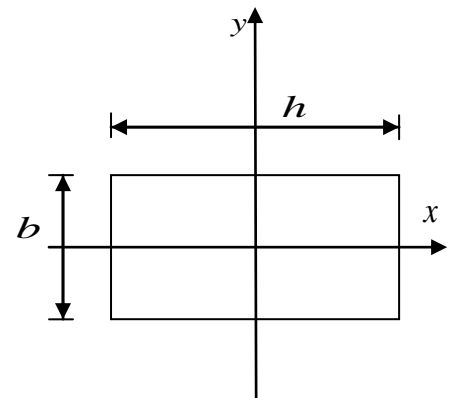
$l_f$  : Longueur de flambement. (  $l_f=0.707 l_0$  )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)

$S_{pot}$  : Section du poteau



❖ **Elancement du poteau**

**-Poteaux (40x40) :**

$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$  tel que :  $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

$I_{min} = I_{xx} = I_{yy}$

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33cm^4.$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.547cm.$$

-Pour le RDC :

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 408 - 40 = 368\text{cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 368}{11.547} = 22.53$$

$$\lambda = 22.53 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

-Pour l'étage courant :

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 306 - 40 = 266\text{cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 266}{11.547} = 16.28$$

$$\lambda = 16.28 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

**-Poteaux (30x35) :**

$$I_{min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5\text{cm}^4.$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{107187.5}{30 \times 35}} = 10.10\text{cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 306 - 35 = 271\text{cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{min}} = \frac{0.707 \times 271}{12.99} = 14.74$$

$$\lambda = 14.74 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

**-Poteaux (30x30) :**

$$I_{min} = I_{xx} = I_{yy}$$

$$I_{min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500\text{cm}^4.$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8.6\text{cm.}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutre}} = 306 - 30 = 276 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{14.43} = 13.52$$

$$\lambda = 13.52 < 50 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

### **Conclusion**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.



### III.1 : Acrotère

#### III.1.1.Introduction :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

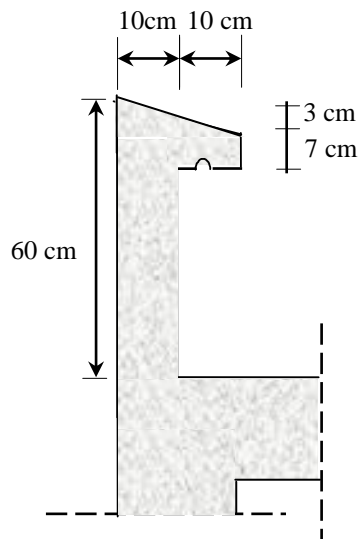


Fig. III.1. Coupe transversale de l'acrotère

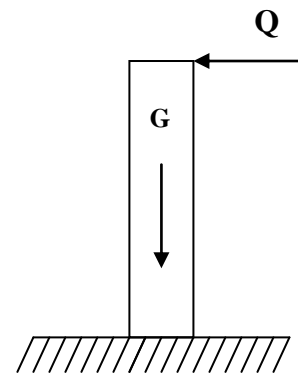


Fig. III.2. Schéma statique

#### III.1.2. Les sollicitations :

- Poids propre G

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.675 \text{ KN.}$$

-Surcharge due à la poussée latérale Q

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

-Effort normal dû au poids propre

$$N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$$

-Effort normal dû à la surcharge Q

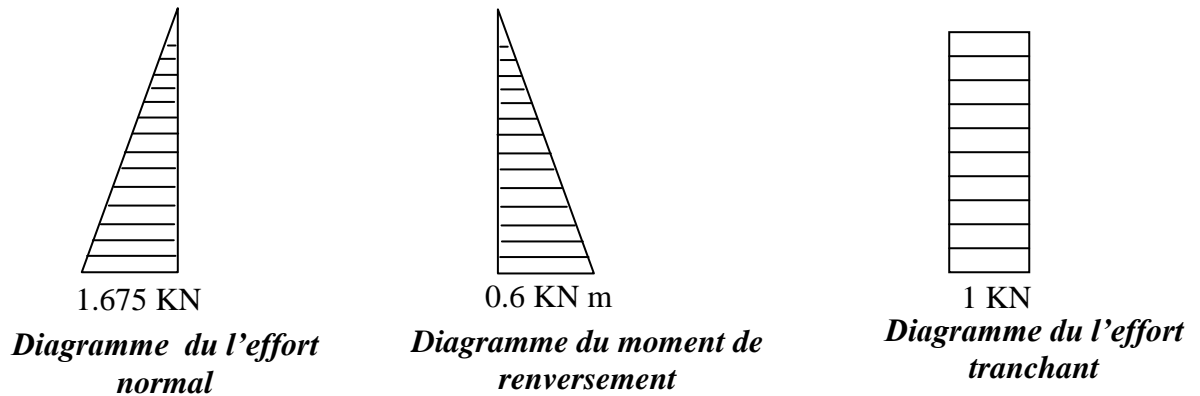
$$N_Q = 0$$

-Moment de renversement dû à G

$$M_G = 0$$

-Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN. m}$$



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

### **III.1.3. Les combinaisons de charges :**

**A L'ELU :**

- Effort normal :  $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$

-Moment de renversement:  $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$

**A L'ELS :**

-Effort normal:  $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$

-Moment de renversement:  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

### **III.1.4. Ferrailage :**

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

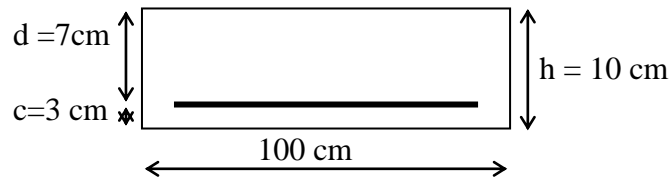
#### **Remarque**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton

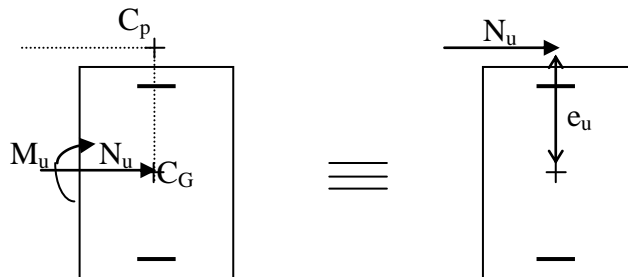
en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».



### Calcul à L'ELU

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



Le centre de pression «  $C_p$  » est à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

- **Armatures principales**

#### **La section des armatures fictives (en flexion simple)**

$M_f = N_u a$  avec  $a$  : distance entre le «  $C_p$  » et le centre de gravité «  $C_G$  » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.944 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.944 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

**La section des armatures réelles** (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

### Les vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35.8 - 0.445 \times 7}{35.8 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.29 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

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

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 7.54} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

**Espacement des barres**

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

**Ancrages des barres verticales**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.84} = 211.64 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

**Calcul à L'ELS**

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 1.675 \text{ KN.} ; e_s = 35.8 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm.} \quad e_s = 35.8 \text{ cm} > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

**La section des armatures fictives :**

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.675 \times (35.8 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.0090 \Rightarrow \beta_1 = 0.9 \Rightarrow K_1 = 35 \quad \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/35 = 0.028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.49 \text{ cm}^2$$

### La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.49 - \frac{1.675 \times 10}{201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$  le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

### Les vérifications

- **Vérification de contraintes dans le béton** (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.028 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier** (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1.93 \times 10}{1.13 \times 7 \times 0.9} = 2.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

### III.1.5. Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 4 HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup> avec St = 30 cm

### III .1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

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

$$F_p = 4 A C_p w_p$$

Avec

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

$A = 0.15$  (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2)

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0.3$

$w_p$  : poids de l'élément

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

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

**Conclusion**

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

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

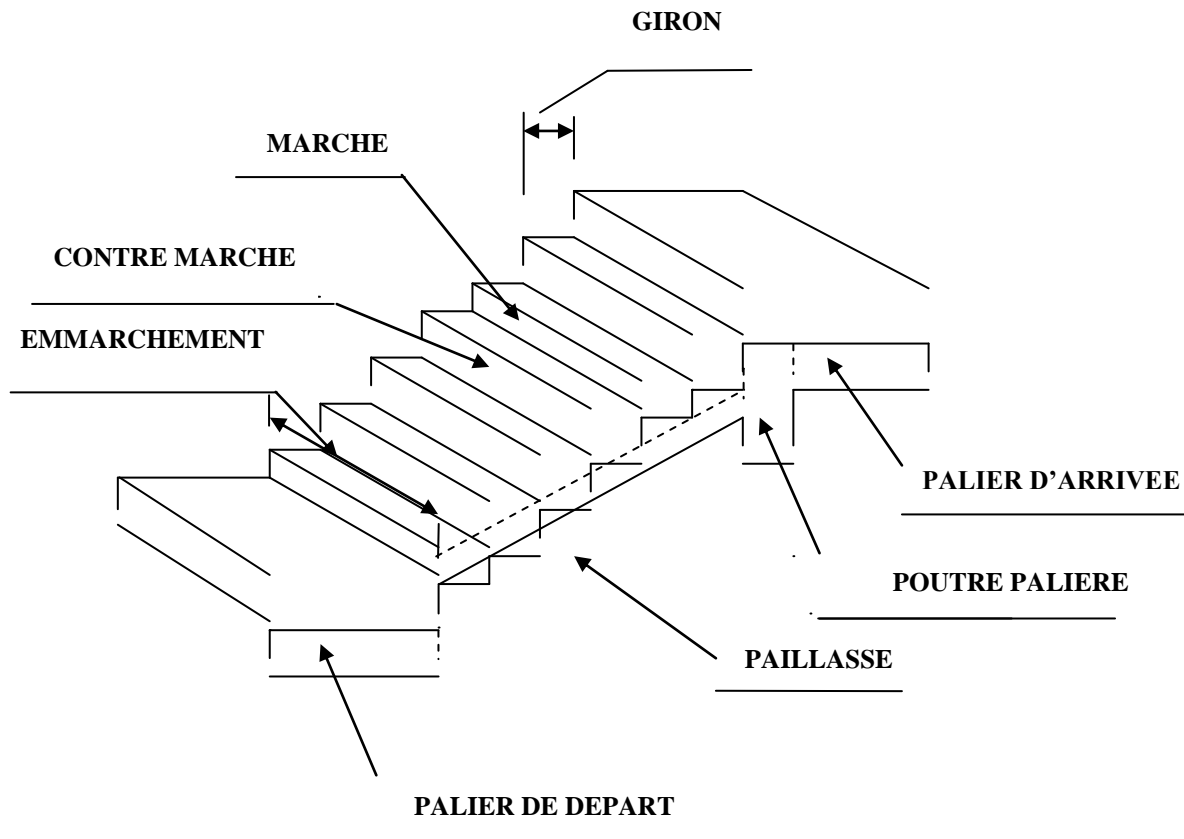


**III.2. Escaliers :****III.2.1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

**III.2.2. Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig. 3.5



**Fig.III.2.1.Schéma statique de l'escalier**

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $l_m$ .

- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

**Remarque :**

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée de sol d'une hauteur  $H = 1.02\text{m}$
- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur  $H = 1.53\text{m}$

**NB :** Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

**III.2.3. Dimensions des escaliers :**

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

$h$  : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

$g$  : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

**a) Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche  $h=17$  cm

- Étage courant et RDC:  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contre marches.

**b) Nombre de marches :**

- Étage courant :  $m = n-1 = 9-1=8$  marches.

**c) Emmarchement :**

$E = 1.4\text{m}$ .

### III.2.4. Étude de la volée d'étage courant :

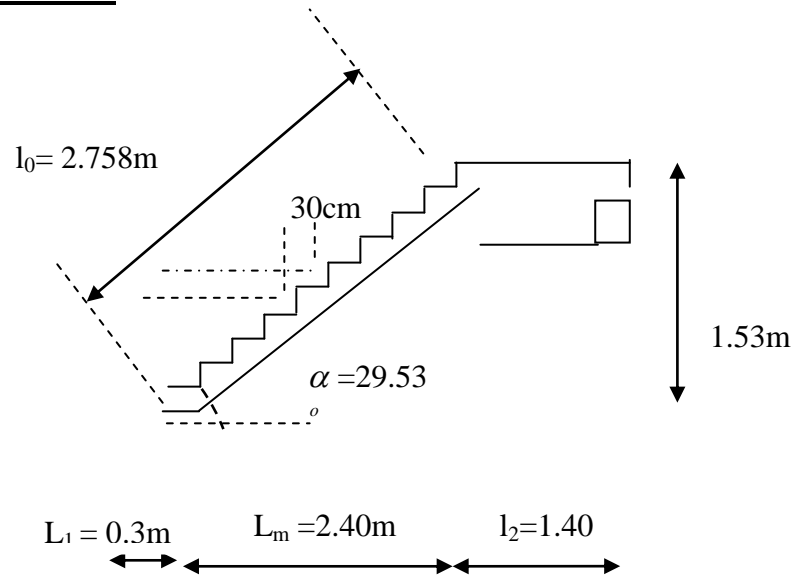


Fig.III.2.1 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

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

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos  $l_1 = 1.40\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée :  $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

#### III.2.4.1. Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.758\text{m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 0.30 + 2.758 + 1.40 = 4.458\text{m}$$

#### III.2.4.2. Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4.458}{30} \leq e_p \leq \frac{4.458}{20}$$

$$14.86\text{cm} \leq e_p \leq 22.29\text{cm}.$$

On prend une épaisseur  $e_p = 18\text{cm}$ .

### III.2.5. Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 0.30 + 2.40 + 1.40 = 4.10\text{m}$ .

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### a) Détermination des sollicitations de calcul :

##### ➤ Charges permanentes :

##### Paillasse :

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.18}{\cos(29.53)} = 5.18 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :  
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0.3 \times 1\text{m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse :  $5.18 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.845 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.845 \text{ KN/ml}$$

##### Palier :

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement :  $1.24 \text{ KN/ml}$
- La charge totale du palier :  $4.5 + 1.24 = 5.74 \text{ KN/ml}$

##### ➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

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

##### ➤ Combinaison des charges et surcharges :

#### 1) État limite ultime : ELU

$$q_{\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 2.5 = 15.7 \text{ KN/ml}$$

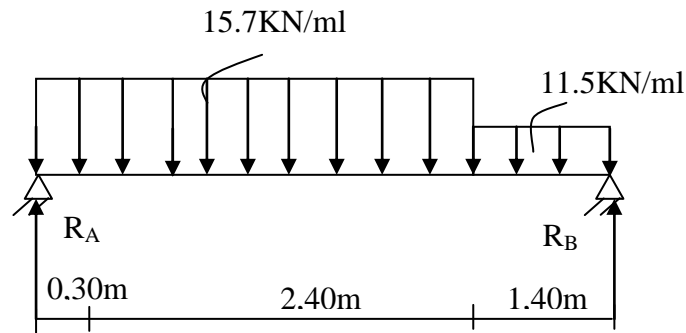
$$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.5 \text{ KN/ml}$$

## 2) État limite de service : ELS

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 11.35 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 8.24 \text{KN/ml}$$

**NB :** vu que notre 1<sup>er</sup> palier de repos n'a que 30cm de longueur, on adoptera le chargement affecté à la paille car il n'existe pas un palier de repos de 30cm.



FigIII.2.2: Schéma statique à l'ELU

## b) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 58.49 \text{KN.}$$

$$R_A = 31.18 \text{KN}$$

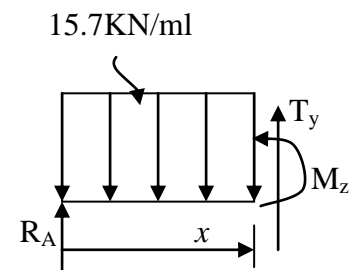
$$R_B = 27.31 \text{KN.}$$

## c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.7 \text{m}$  :

$$T_y = 15.7x - 31.18 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -31.18 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.21 \text{KN} & \text{pour } x = 2.7 \text{m} \end{cases}$$

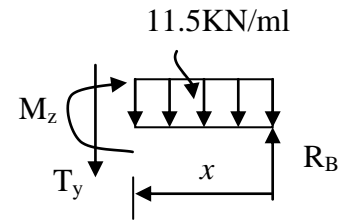
$$M_z = -15.7 \frac{x^2}{2} + 31.18x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.96 \text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7 \text{m} \end{cases}$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$  :

$$T_y = -11.5x + 27.31 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 27.31\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.21\text{KN} & \text{pour } x = 1.40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.5 \frac{x^2}{2} + 27.31x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.96\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.40\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.7x + 31.18 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.986\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.986\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -15.7 \frac{(1.986)^2}{2} + 31.18(1.986)$$

$$M_z^{max} = 30.96\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 26.32 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

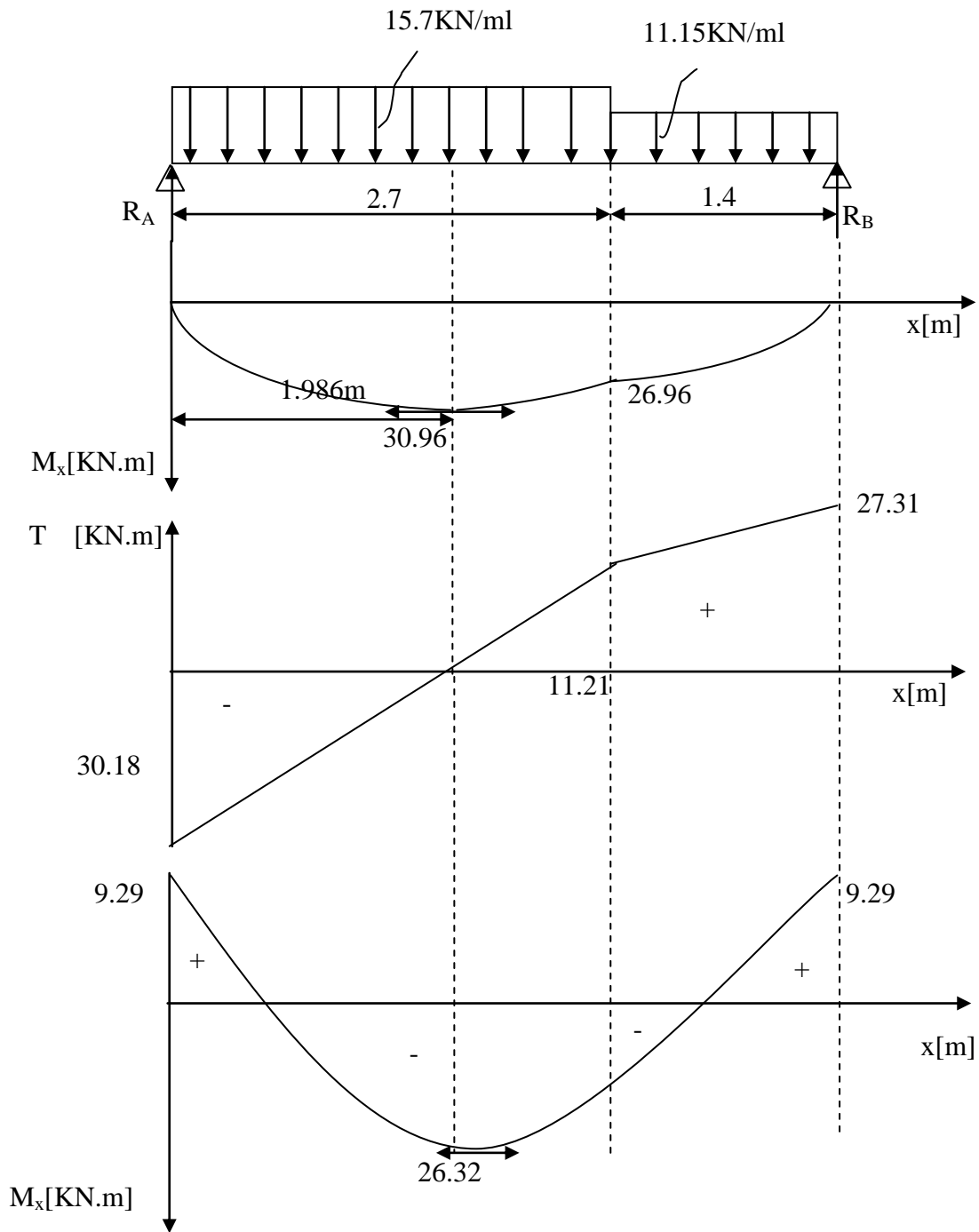


Fig.III.2.3: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

**III.2.6 : Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

**a) Aux appuis :**

$$M_u = 9.29 \text{KN.m}$$

**➤ Armatures principales :**

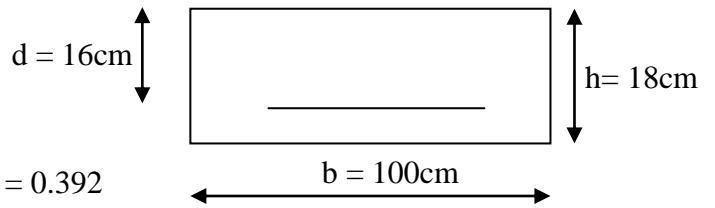
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9290}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0255 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.0255 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9290}{0.987 \times 16 \times 348} = 1.69 \text{cm}^2$$

On opte pour : 7HA10 ( $A_a = 5.49 \text{cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{cm}$ .

**b) En travées :**

$$M_t = 26.32 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26320}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.072 \Rightarrow \beta_u = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26320}{0.963 \times 16 \times 348} = 4.91 \text{cm}^2$$

On opte pour : 7HA12/ml ( $A_t = 7.9 \text{cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{cm}$

**➤ Armatures de répartition :**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ( $A_{rt} = 3.92 \text{cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{cm}$ .

**III.2.7 : Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

- En travées :  $A_t = 7.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée.**

b) **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$

- En travées :  $e = 15 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Aux appuis : } e = 15 \text{ cm} \\ - \text{ En travées : } e = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$

- En travées :  $e = 20 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ - \text{ En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

c) **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :**

$$T_{u \max} = 30.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{30180}{1000 \times 160} = 0.189 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$$

**Condition vérifiée.**

d) **Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :**

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{30180}{348 \times 100} = 0.867 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > 0.867 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

**e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30180}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.335 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**f) Ancrage des barres (A-6-1-23) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

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

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

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

**III.2.8. Calcul à l'état limite de service ( ELS ) :**

$$q_{\text{spaille}} = 11.35 \text{ KN/ml}$$

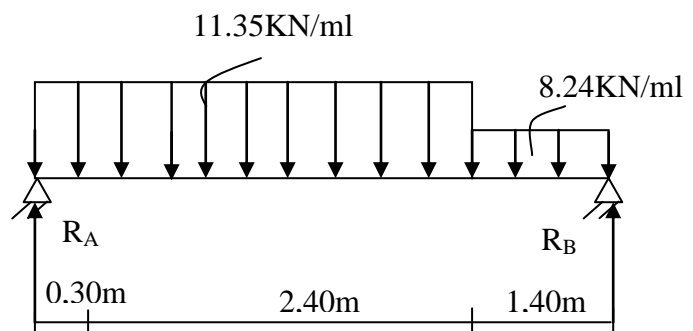
$$q_{\text{spalier}} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

**a-Calcul des réactions aux appuis :**

$$R_A + R_B = 42.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.53 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.66 \text{ KN}$$



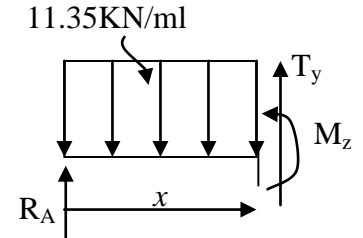
**Fig.III.2.4 : Schéma statique à l'ELS**

**b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$  :

$$T_y = 11.35x - 22.53 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -22.53\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.124\text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

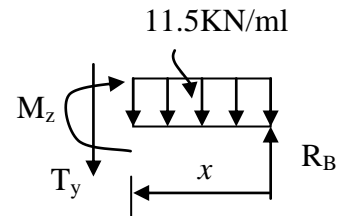
$$M_z = -11.35 \frac{x^2}{2} + 22.53x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.46\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 1.4\text{m}$  :

$$T_y = -8.24x + 19.66 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 19.66\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.124\text{KN} & \text{pour } x = 1.4\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.24 \frac{x^2}{2} + 19.66x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.46 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.4\text{m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.35x + 22.53 = 0 \Rightarrow x = 1.985\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.985m

D'où :

$$M_s^{\max} = -11.35 \times \frac{1.985^2}{2} + 22.53 \times 1.985 \Rightarrow M_s^{\max} = 22.36\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis :  $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -6.71\text{KN.m}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 19.01\text{KN.m}$

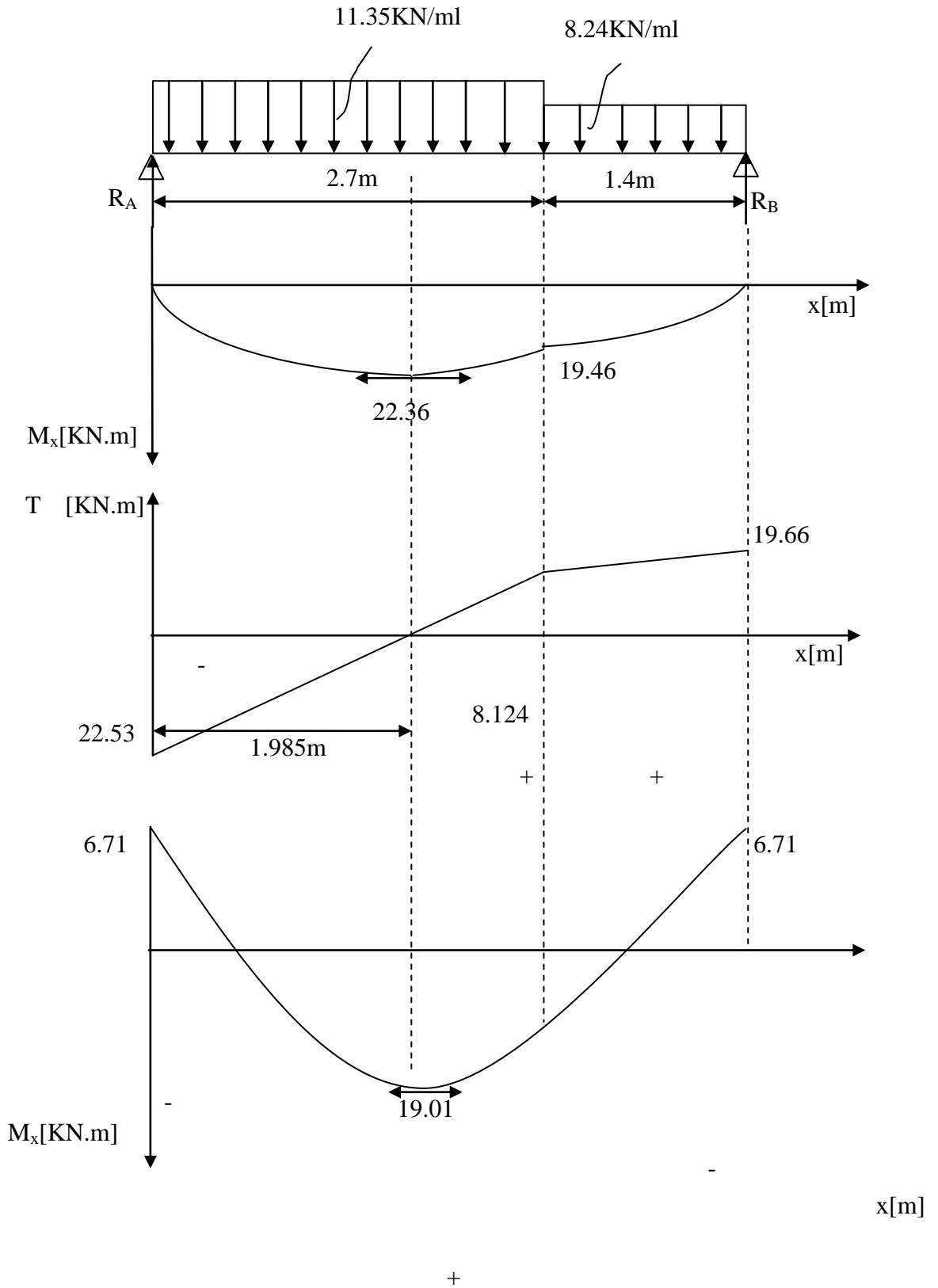


Fig.III.2.5 : Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

**III.2.9. Vérification à l'ELS :****➤ Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

**a-Armatures longitudinales :****• Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{6710}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0197$$

$$\mu_a = 0.0185 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0185 \longrightarrow \beta_1 = 0.816$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6710}{0.816 \times 16 \times 348} = 1.477 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.92 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**• En travée :**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{19010}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.0522$$

$$\mu_{1t} = 0.0522 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.0522 \longrightarrow \beta = 0.754$$

$$A_{st} = \frac{19010}{0.754 \times 16 \times 348} = 4.53 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 22.36 = 19.01 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

**• En travées :  $A_{st} = 7.9 \text{cm}^2$** 

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.005$$

$$\rho_1 = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.9082, \alpha_1 = 0.2766 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2766}{15(1-0.2766)} = 0.0255$$

$$\alpha_1 = 0.2766 \Rightarrow K = 0.0255$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19.01 \times 10^6}{565 \times 0.9082 \times 160} = 231.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0255 \times 231.54 = 5.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 6.71 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \text{ et } \alpha_1 = 0.273 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.273}{15(1-0.273)} = 0.025$$

$$\alpha_1 = 0.273 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6710 \times 10^3}{549 \times 0.909 \times 160} = 84.03 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,025 \times 84.03 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c-Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.10} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

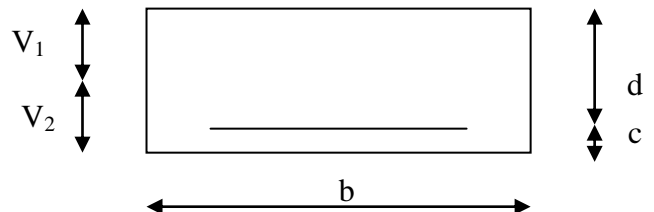
b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.10} = 0.044 < \frac{19.01}{10 \times 22.36} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

c)  $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00353 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm}$$

Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,



$E$  : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \text{ ou } E_i = 11000\sqrt{f_{c28}} = 32164.195\text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.9} = 9.432 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.432 = 8.568\text{cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left( 9.432^3 + 8.568^3 \right) + 15 \times 7.9 (8.568 - 2)^2$$

$$I_0 = 54047.85\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.0049375$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0049375} = 1.70144$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0049375 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.6205$$

$$I_{fi} = 28920.082 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{19.01 \times 10^6 \times 4100^2}{10 \times 32164.19 \times 54047.85 \times 10^4} = 3.43 \text{ mm.}$$

Donc  $f < \bar{f} = 8.2\text{mm}$ ..... condition vérifiée.

➤ **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.

**Remarque** : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.



### III.3 Calcul des planchers

#### III.3.1 Introduction

Tous les planchers de notre projet sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.
- Et quelques dalles pleines

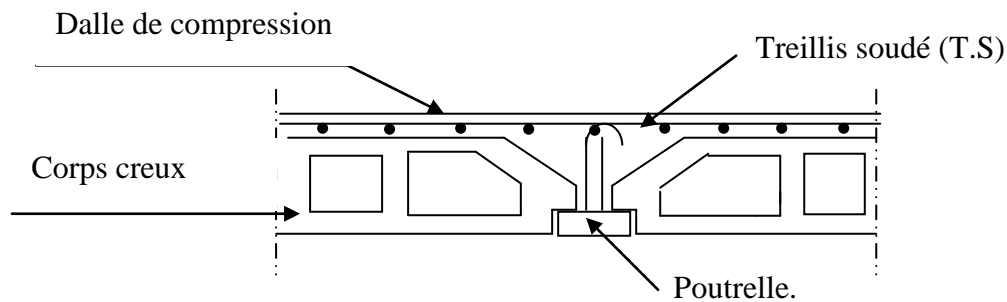


Fig III.3.1 : Schema d'un plancher en corps creux

#### III.3.2 Calcul 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).....[2]

- ❖ 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.
- ✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur :  $50 < L_x < 80cm$
- Où
- ✓  $L_x$  : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm ;

#### A) Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}$$

Avec

- $A_{\perp}$  :  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire,
- $L$  : Entre axes des poutrelles en (cm),
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

On adoptera **5T6/ML** =  $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**B) Armatures // aux poutrelles**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

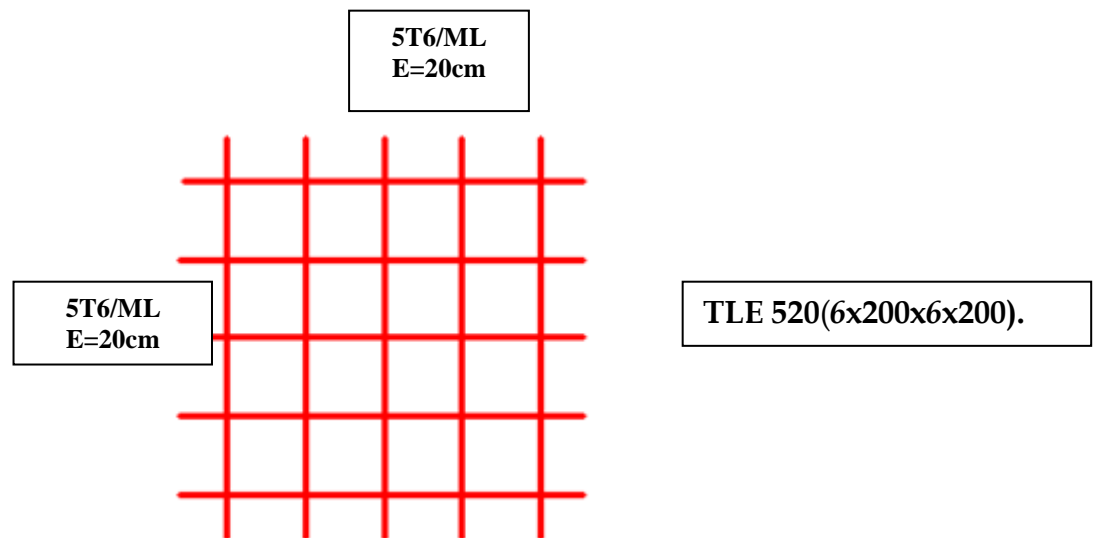
▪ A.N

$$A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

On adoptera **5T6/ML** =  $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

✓ Conclusion

On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (6x200x6x200)**.



**fig III.3.2 : Treillis soudés**

### III.3.3 Calcul des poutrelles :

#### A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire ( $12 \times 4$ )  $\text{cm}^2$  reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ KN/ml}$ ,
- Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ KN/ml}$ ,
- Surcharge due à l'ouvrier :  $\dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/ml}$ .

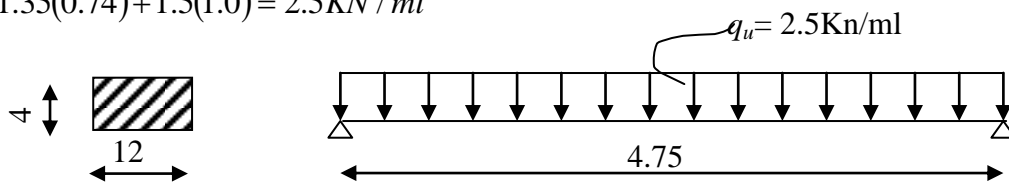
Charge permanente :  $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ML}$

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$



**fig III.3.3 Schéma statique de la poutrelle.**

\* **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(4.75)^2}{8} = 7.05 \text{ KN.m}$$

\* **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(4.75)}{2} = 5.93 \text{ KN}$$

### Calcul des armatures :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile :  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{7.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 10.34 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

**Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

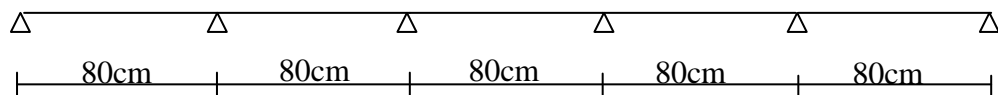
Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

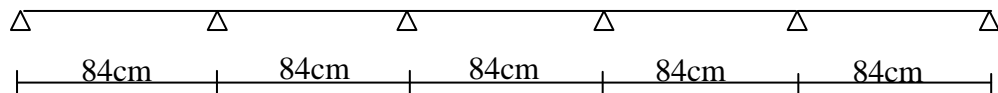
Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

- ✓ **Conclusion** Pour les travées de 4.00 m, nous disposerons de 4 pieds droits.



- ✓ Pour les travées de 4.20m, nous disposerons de 4pieds droits.



**Figure III.3.4 : La disposition des pieds droits**

**b) Calcul après coulage de la dalle de compression**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

**1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L/Art A.4.1, 3)..... [2]**

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

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} ; \frac{2}{3} x \right)$$

**A.N:**  $b_1 = \text{Min} \left( \frac{475}{10} ; \frac{65-12}{2} , \frac{2}{3} \left( \frac{475}{2} \right) \right)$ ; **Donc**  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

On a :  $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$ ;  $b = 65 \text{ cm}$

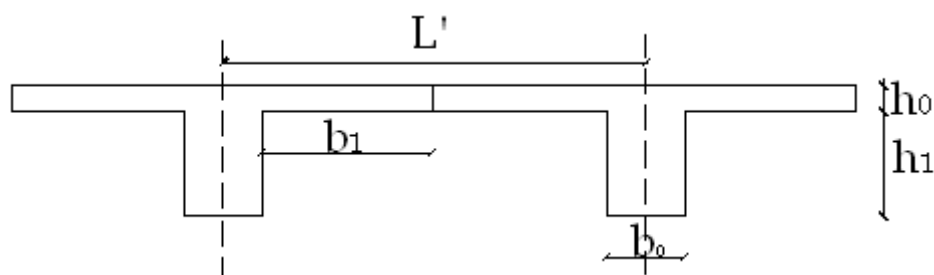


Fig 3.5. : Les poutrelles

**Avec :**

$L$  : Longueur libre entre nus d'appuis (420 cm).

$L'$  : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

$b_0$  : Largeur de la poutrelle (12cm).

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

$h_1$  : Epaisseur du corps creux (16cm).

$b_1$  : largeur de l'hourdis (26.5cm).

$X$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

**c)-Poids des planchers :**➤ **Plancherterrasse :**

Charges permanentes:  $G = 6.29 \times 0.65 = 4.08$  KN/ml

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$  KN/ml

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

Charges permanents  $G = 5.2 \times 0.65 = 3.38$  KN/ml

Charges d'exploitation  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$  KN/ml

➤ **Plancher RDC à usage commercial :**

Charges permanentes  $G = 5.32 \times 0.65 = 3.45$  KN/ml

Charges d'exploitations  $Q = 5 \times 0.65 = 3.25$  KN/ml

**d)-Combinaison de charges :**➤ **Plancher terrasse :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.08 + 1.5 \times 0.65 = 6.48$  KN/ml

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 4.08 + 0.65 = 4.73$  KN/ml

➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 0.975 = 6.02$  KN/ml

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 3.38 + 0.975 = 4.35$  KN/ml

➤ **Plancher RDC à usage commercial :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.45 + 1.5 \times 1.625 = 7.09$  KN/ml

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 3.45 + 3.25 = 6.7$  KN/ml

**III.3.4 Méthode de calcul:**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Méthode forfaitaire**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ **Les conditions d'application**

1- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/M}^2$ .

$$Q \leq ( 2G , 5 \text{ KN} )$$

$$2G = ( 2 \times 6.29,2 \times 5.2,2 \times 5.32 ) = (10.4, 12.58, 10.64) \text{ kn}$$

$$Q = ( 1, 1.5, 5 \text{ KN} ) \leq (10.4, 12.58, 10.64) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Comme il n'y a pas de changement de section  $\Rightarrow$  **condition vérifiée.**

3- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

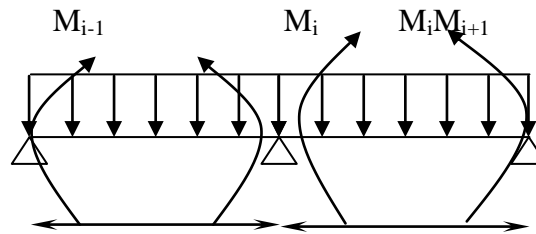
$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée**

**Conclusion :**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

**b.3)Exposé de la méthode des 3 moments :**

➤ **Exposition de la méthode :**



Avec : $M_{i-1}, M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

**1-Rappel :**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

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

**a/ Calcul des moments aux appuis :**

L'appui 1 :  $9M_1 + 4.50M_2 = -161.51$  ----- (1)

L'appui 2 :  $4.50M_1 + 17.9M_2 + 4.45M_3 = -317.70$  ----- (2)

L'appui 3 :  $4.50M_2 + 15.84M_3 + 3.47M_4 = -230.25$  ----- (3)

L'appui 4 :  $3.47M_3 + 15.14M_4 + 4.10M_5 = -196.212$  ----- (4)

L'appui 5 :  $4.10M_4 + 17.17M_5 + 7.75M_6 = -312.12$  ----- (5)

L'appui 6 :  $17.17M_5 + 7.75M_6 = -312.12$  ----- (6)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -11.707 \text{ KN.m} \quad M_4 = -7.391 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12.475 \text{ KN.m} \quad M_5 = -12.630 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9.372 \text{ KN.m} \quad M_6 = -13.673 \text{ KN.m}$$

### b/ Calcul des moments en travée :

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

$$M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 0.46 \text{ m} \rightarrow M_{1 \text{ max}}(0.46) = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 0.59 \text{ m} \rightarrow M_{2 \text{ max}}(0.59) = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 0.58 \text{ m} \rightarrow M_{3 \text{ max}}(0.58) = 2.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 0.32 \text{ m} \rightarrow M_{4 \text{ max}}(0.32) = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 0.46 \text{ m} \rightarrow M_{5 \text{ max}}(0.46) = 3.36 \text{ KN.m}$$

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de  $1/3$  pour les moments aux appuis. On aura les résultats suivants :

$$M_1 = -8.78 \text{ KN.m} \quad M_4 = -5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9.35 \text{ KN.m} \quad M_5 = -9.74 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.029 \text{ KN.m} \quad M_6 = -10.25 \text{ KN.m}$$

- Augmentation de  $1/3$  pour les moments en travée

$$M_1 = 4.546 \text{ KN.m} \quad M_4 = 9.039 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 3.306 \text{ KN.m} \quad M_5 = 4.479 \text{ KN.m}$$

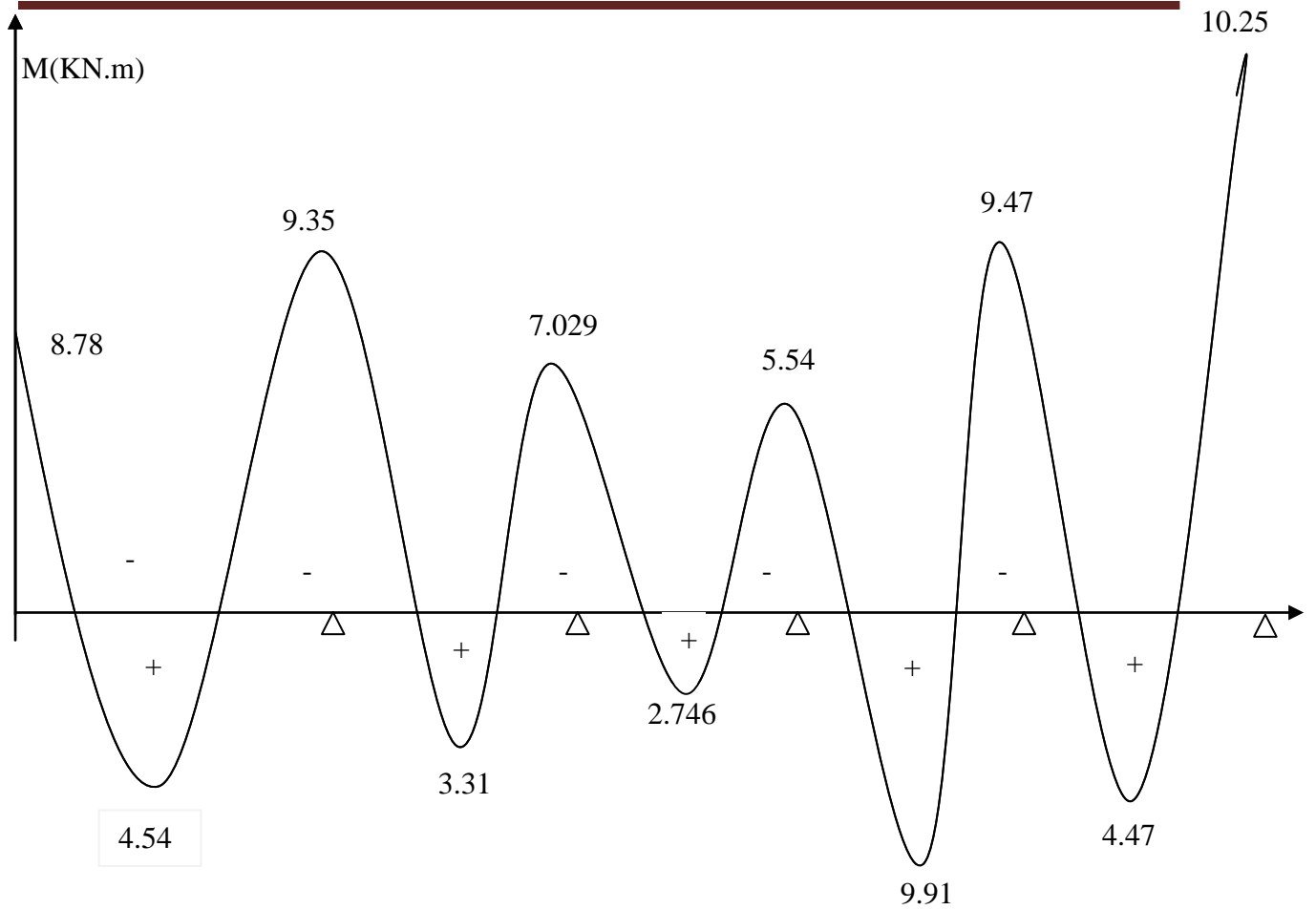
$$M_3 = 2.746 \text{ KN.m}$$

### c/ Calcul des efforts tranchant :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « } i \text{ », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{pris} \\ \text{Au niveau d'un appui « } i+1 \text{ », } V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ en KN.m]
Travée 1-2	4.50	16.07	-15.82	0.46	4.546
Travée 2-3	4.45	16.17	-15.57	0.59	3.306
Travée 3-4	3.47	12.73	-11.87	0.58	2.746
Travée 4-5	4.10	15.49	-13.57	0.32	9.039
Travée 5-6	4.75	17.00	-16.67	0.46	4.47



**Fig. 3.22 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)**

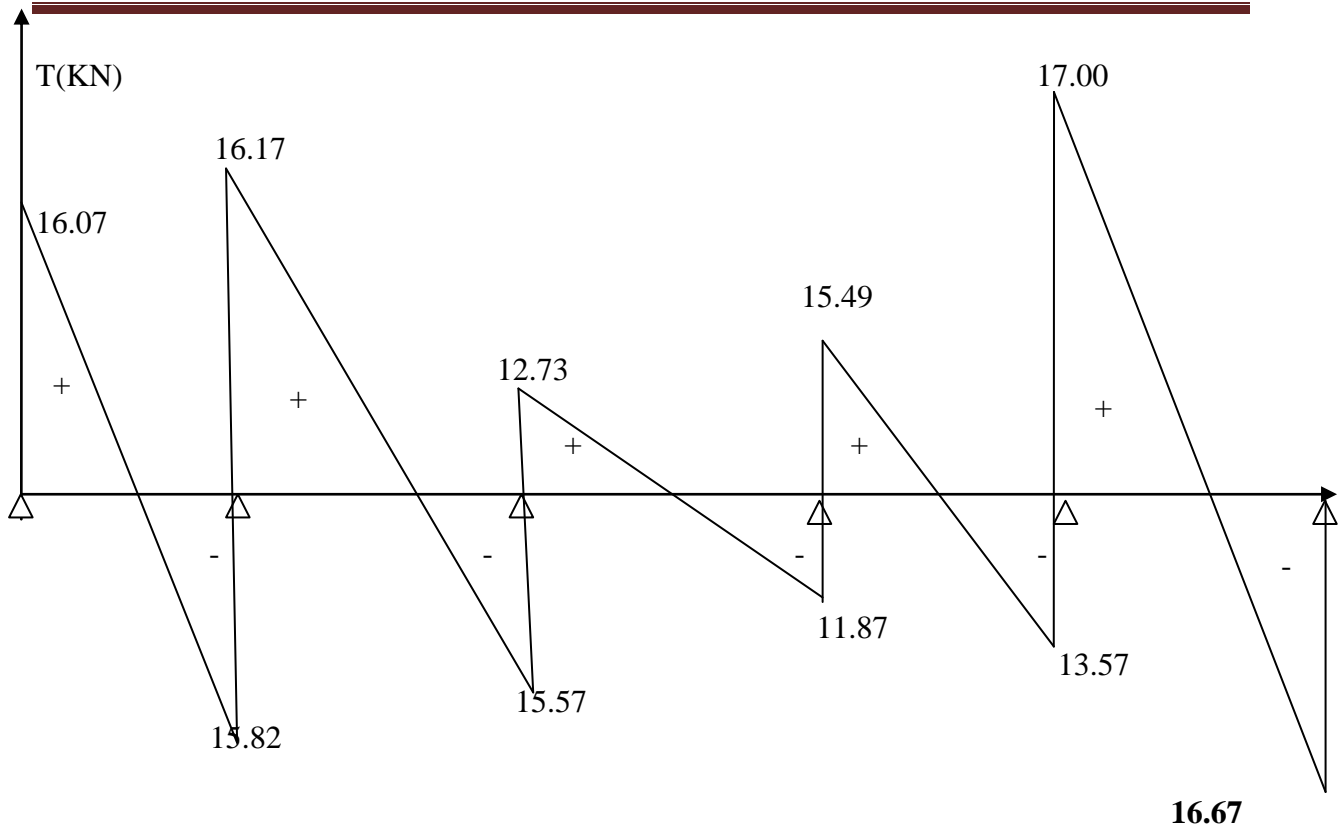


Fig .3.23 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

### Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

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

$$M_{t \max} = 9.039 \text{ KN.m} \text{ et } M_{a \max} = 18.230 \text{ KN.m}$$

### II.1) Armatures longitudinales :

Les poutrelles seront calculées comme une  $T_c$  dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

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

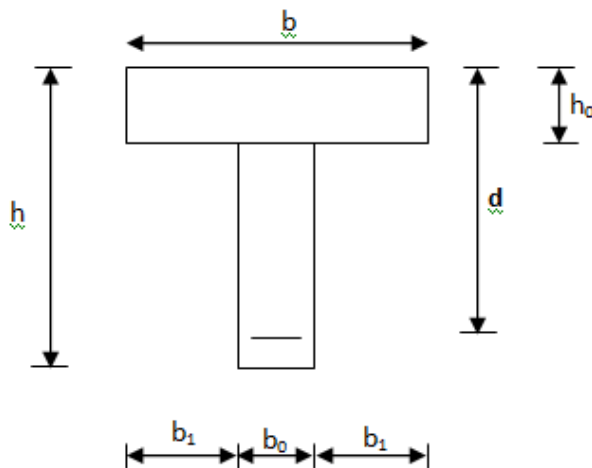
$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

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

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

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

$d = 18 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



**Fig. 3.24: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression**

### -moment résistant

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

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 9.039 < M_0 = 59.07 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

### Calcul des armatures longitudinales :

#### ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.039}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.030 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0.0226 \rightarrow \beta = 0.985$$

#### -Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9.039}{0.985 \times 0.18 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.25}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.184$$

$$\mu = 0.184 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

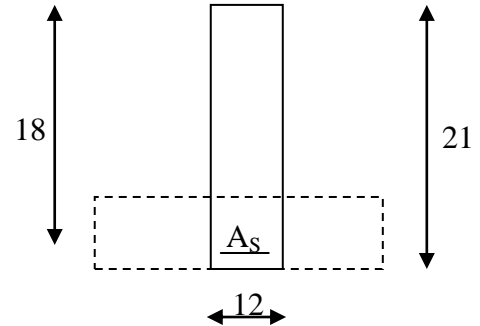
Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.185 \rightarrow \beta = 0.898$$

**Fig : 3.25**

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10.25}{0.898 \times 0.18 \times 348} = 1.82\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$$



**Vérifications à L'E.L.U:**

➤ **Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.82\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 1.46\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 17.00\text{KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,00 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte de cisaillement :

#### - Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{17,00 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 20} = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,13 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### - Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 17,00 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,74 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

##### (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{17,00 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 10} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,67 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### ➤ Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0,4L_s$

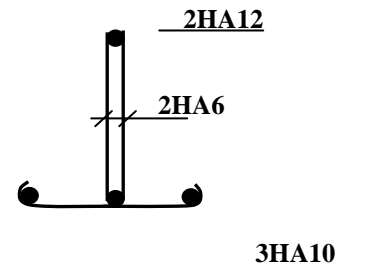


Fig.3.26 : Plan de ferrailage de poutrelle

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

### Calcul les armatures transversales :

#### ➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12; 0.6; 12\} = 6 \text{ mm}$$

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

#### ➤ La section des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

### 3.4.5) Vérification à l'ELS :

#### Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.7}{7.09} = 0.94 \quad \text{avec } q_u = 7.09 \text{ KN/ml}, q_s = 6.7 \text{ KN/ml}$$

#### • Calcul des moments fléchissant :

##### ➤ En travée :

$$M_{t(1-2)} = 4.56 \times 0.94 = 4.286 \text{ KN}$$

$$M_{t(2-3)} = 3.10 \text{ KN}$$

$$M_{t(3-4)} = 2.58 \text{ KN}$$

$$M_{t(4-5)} = 8.49 \text{ KN}$$

$$M_{t(5-6)} = 4.20 \text{ KN}$$

##### ➤ Aux appuis :

$$M_1 = -8.78 \times 0.94 = -8.25 \text{ KN.m}$$

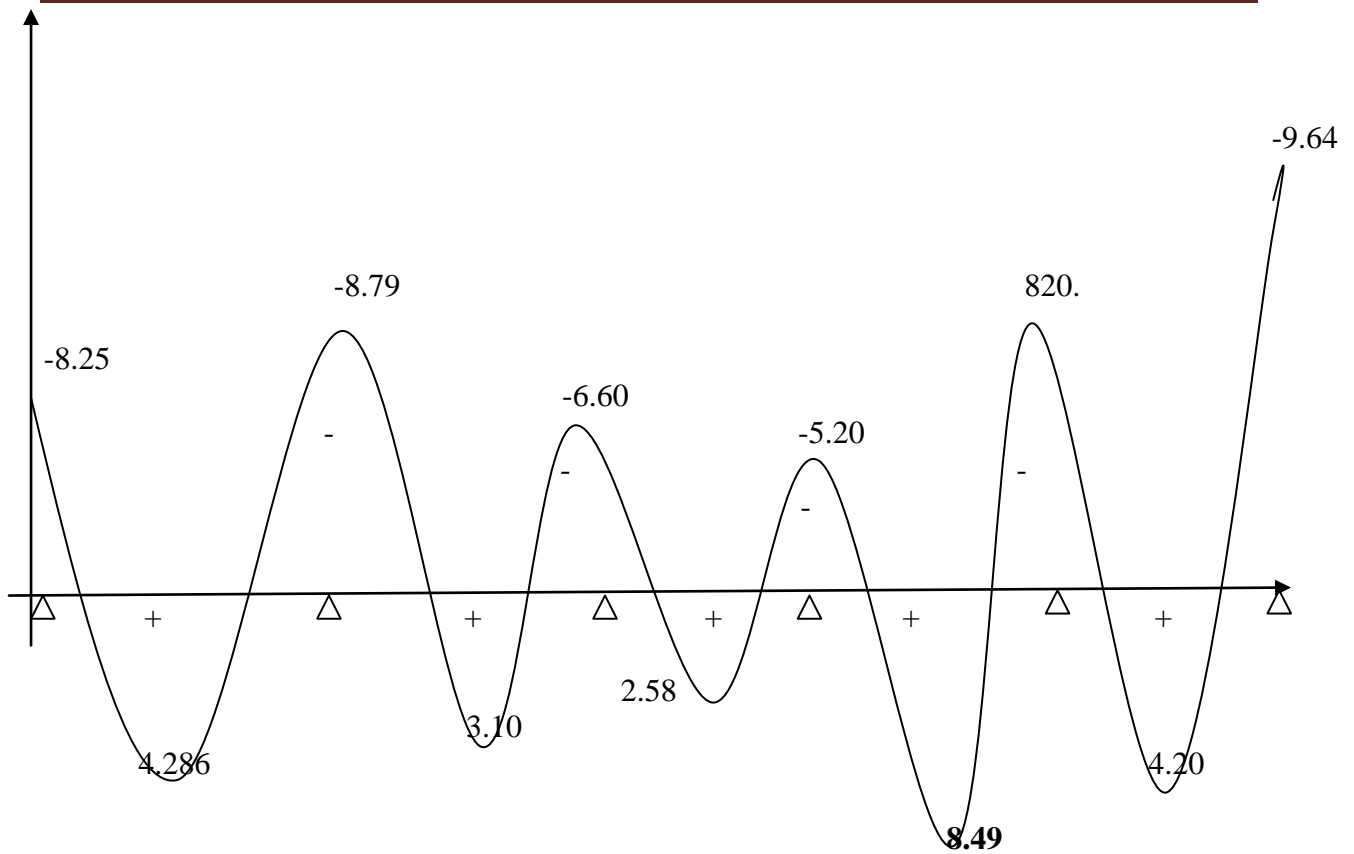
$$M_2 = -8.79 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.60 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.20 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8.20 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -9.64 \text{ KN.m}$$



!2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)

❖ effort tranchants :

pour  $x=i$  :

$$T_1 = 16.07 \times 0,94 = 15.10 \text{ KN}$$

$$T_2 = 15.19 \text{ KN}$$

$$T_3 = 11.96 \text{ KN}$$

$$T_4 = 14.56 \text{ KN}$$

$$T_5 = 15.98 \text{ KN}$$

Pour  $x=i+1$

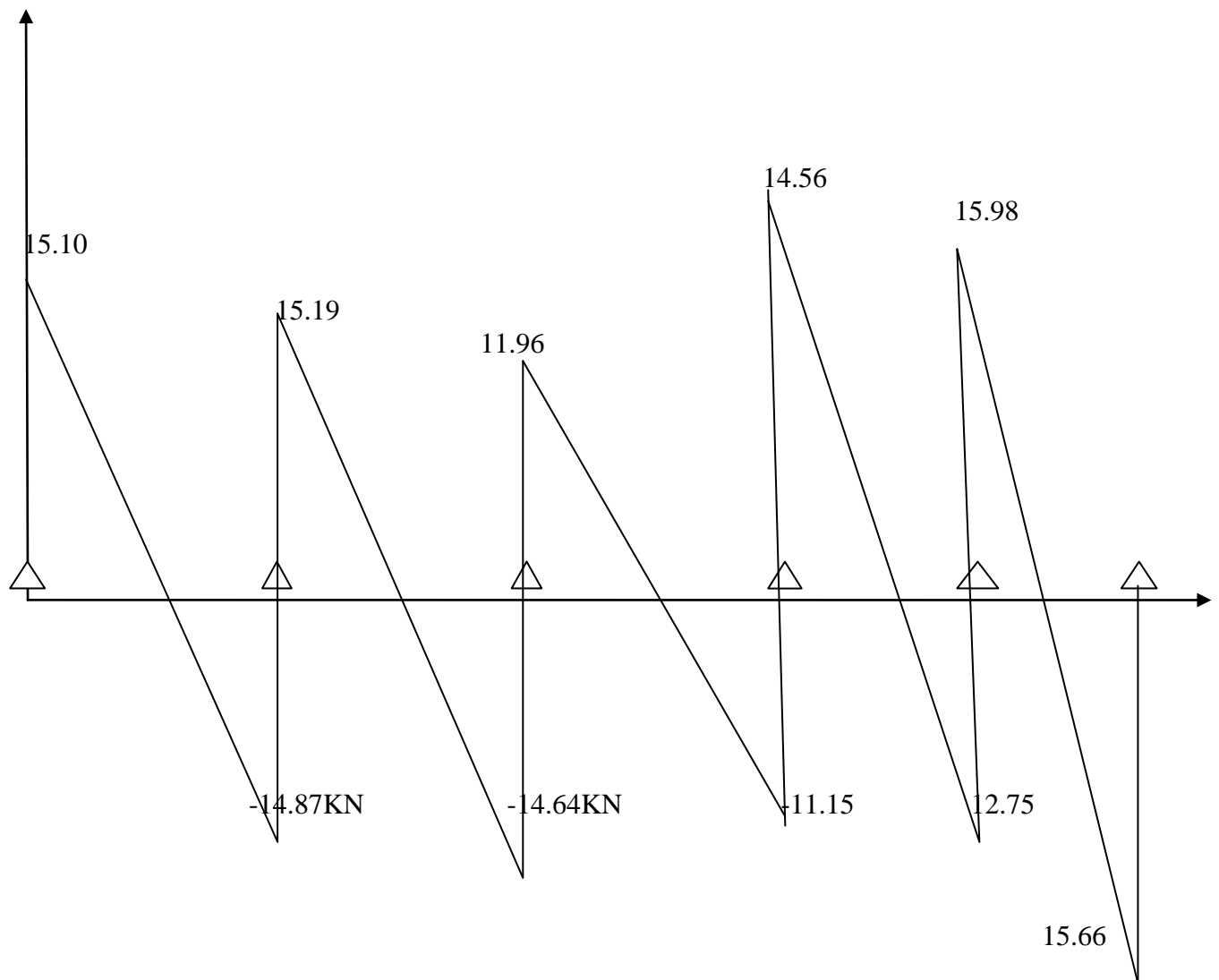
$$T_1 = -14.87 \text{ KN}$$

$$T_2 = -14.64 \text{ KN}$$

$$T_3 = -11.15 \text{ KN}$$

$$T_4 = -12.75 \text{ KN}$$

$$T_5 = -15.66 \text{ KN}$$



**Fig .3.23**Diagramme des efforts tranchants à l'ELs (après correction)

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

**a/-Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

**➤ En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.039 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 249.635 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 249.635 = 12.65 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**➤ Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \text{ HA}10 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12.18} = 1.04 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow \alpha_1 = 0.423$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.423}{15(1 - 0.423)} = 0.048$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10.25 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 226} = 282.47 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Avec :

$$K = 1/k_1 = 20.83$$

$$\sigma_{bc} = 13.69 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**b/ Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

**En travée :**

$$\sigma_{st} = 249.635 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**c/ Etat limite de déformation :**

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. Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 475\text{cm}$  (longueur entre nus d'appuis)

$h = 21\text{cm}$  (hauteur totale de la poutrelle).

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.21}{4.75} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot J^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3750}{500} = 7.5\text{mm}$$

:la flèche admissible ;

$E_v$  : module de déformation différée ;  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86\text{Mpa}$

$I_{fv}$  : moments d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG

$Y_1$  : position de l'axe neutre  $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$  ;

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + nA_t$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,01 \times 18 = 482,15\text{cm}^2$$

$$B_0 = 482,15\text{c}$$

$$S_{xx} = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0)h_0 \cdot \frac{h_0}{3} + 15A_t \cdot d$$

$$s_{xx} = 12 \times 20 \frac{20}{2} + (65 - 12)4 \times \frac{4}{3} + 15 \times 2,01 \times 18 = 3225,366\text{cm}^2$$

Avec :

$$S_{xx} = 3225,366\text{c}$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3225,366}{482,15} = 6,69\text{cm}$$

$$Y_1 = 6,69\text{c}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 6,69 = 13,31\text{cm}$$

$$Y_2 = 13,31c$$

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n = 15)

$$\nu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\sigma_s = 233,51 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,01}{12 \times 18} = 0,0093$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[ 2,01 \left( \frac{20}{2} - 2 \right) \right] = 4526,93 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 4526,93 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0093} = 1,77$$

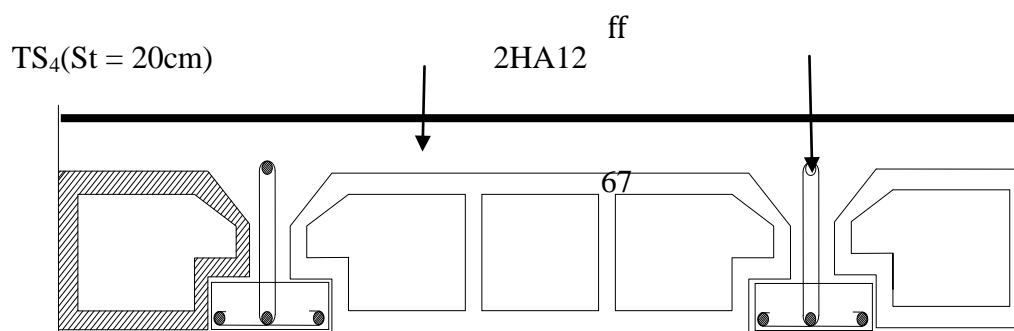
$$\lambda_v = 1,77$$

$$\nu = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0093 \times 233,51 + 2,1} \right] = 0,66$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 4526,93}{1 + 1,77 \times 0,66}$$

$$I_{fv} = 22963,39 \text{ cm}^4$$

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



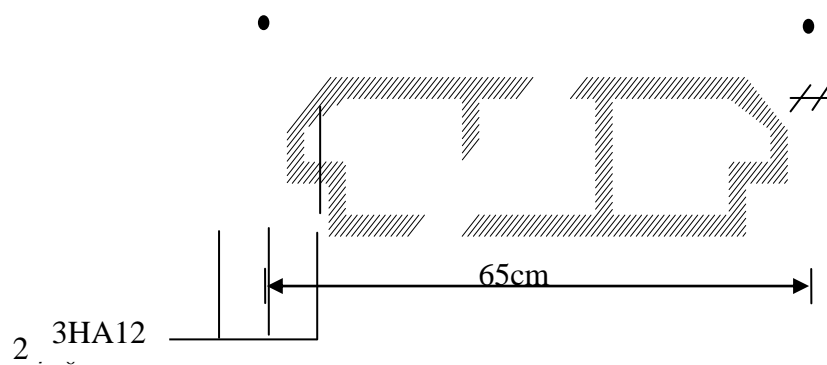


Fig.3.29 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.



### III.4. Les balcons :

**III.4.1. Introduction :** Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent.  $e_p = 15\text{cm}$

$Q_{u1} Q_{u3} Q_{u2}$

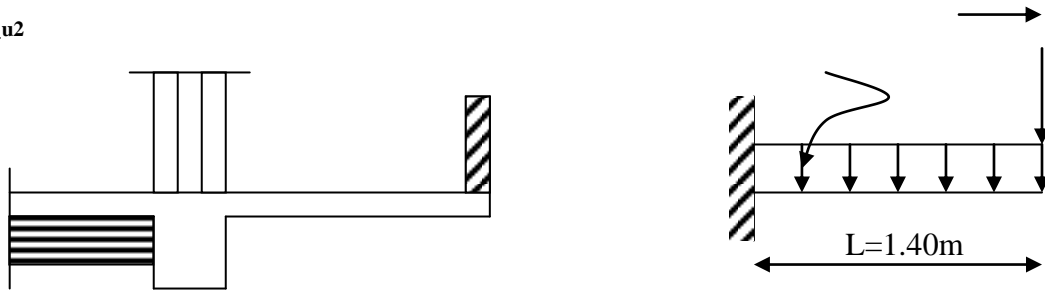


Figure III.1: Schéma statique du balcon

### III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

#### III.4.2.1. Charges permanentes :

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique ( $\text{Kn/m}^3$ ) ( m )	Epaisseur ( m )	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			<b><math>G = 5.39\text{KN/m}^2</math></b>

- **Garde corps**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2*0.02	0.72
			<b>G = 1.7KN/M<sup>2</sup></b>

### III.4.2.2. charge d'exploitation :      $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

**Remarque :** le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

### III.4.3.Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

#### III.4.3.1. Combinaison des charges :

##### a. A L'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.39) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.53\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times (1.7 \times 0.8 \times 1) = 1.83\text{KN}$$

##### b. A L'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.39 + 3.5] \times 1 = 8.89\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.7 \times 0.8 \times 1 = 1.36\text{KN}$$

#### III.4.3.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

##### a. A L'ELU :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.53 \times 1.40^2}{2} = 12.28\text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 1.83 \times 1.40 = 2.56 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 14.84 \text{ KN.m}$$

#### b. A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.89 \times 1.40^2}{2} = 8.71 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.36 \times 1 \times 1.40 = 1.9 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 10.61 \text{ KN.m}$$

#### III.4.4. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 14.84 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

##### a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.84 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.84 \times 10^5}{0.984 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

##### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

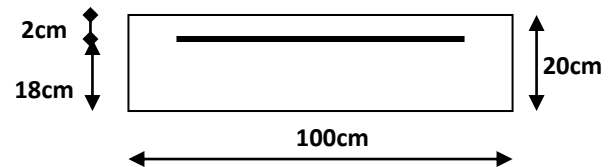


Figure III.2

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01\text{cm}^2/\text{ml} ; S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

### III.4.5. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) . d . b = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.53x1.4 + 1.83 = 19.37\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.37 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.107\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.107\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.37 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 0.634\text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.

- **espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :**

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

- **calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Soit  $L_s = 50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$$

#### **III.4.6. Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\rho = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{10.61 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 175.65\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$ .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{14.84}{10.61} = 1.398$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.398 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.199 + 0.25 = 0.449 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la section est justifiée vis-à-vis de la compression.

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.117 > \frac{10.61}{10(10.61)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

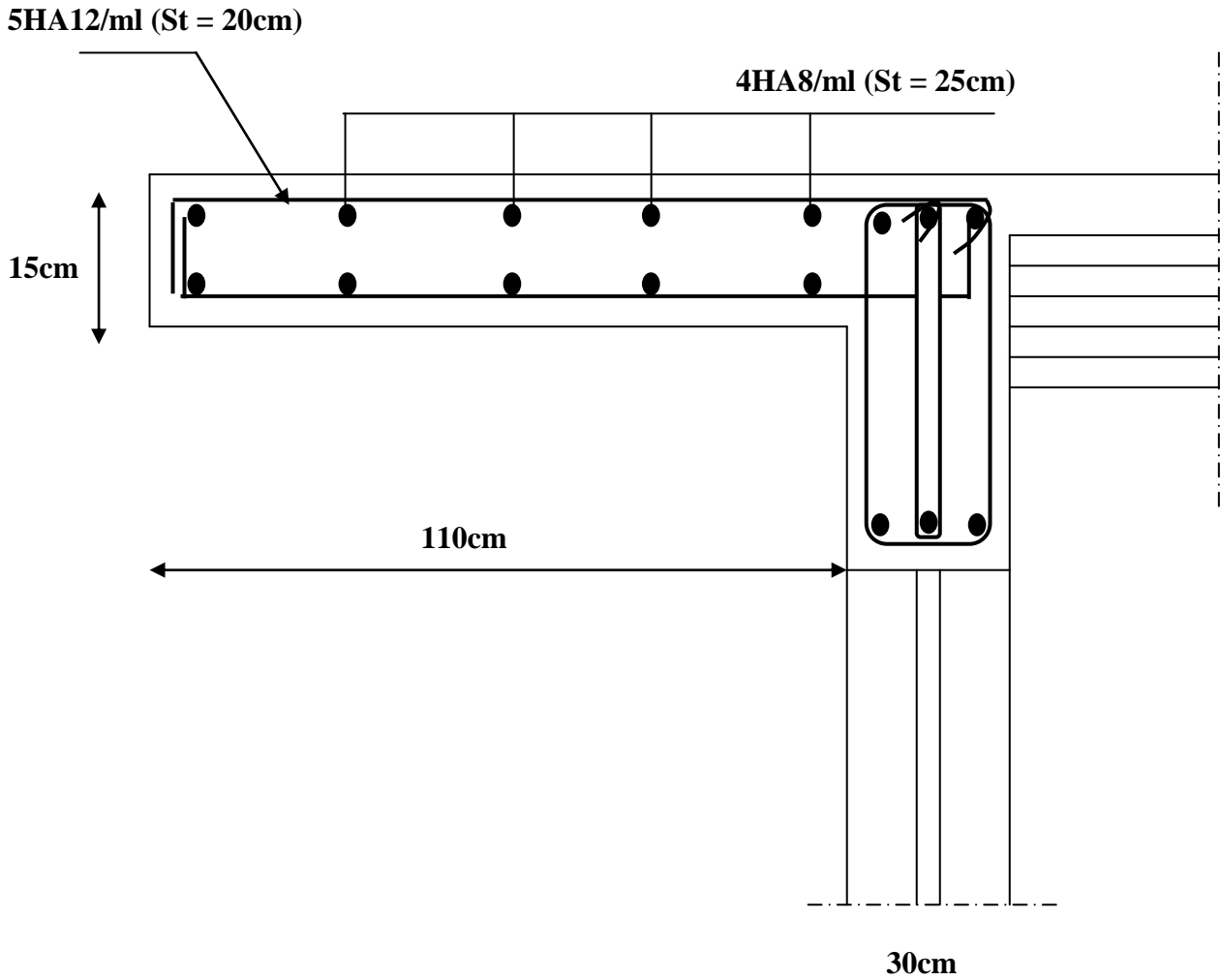
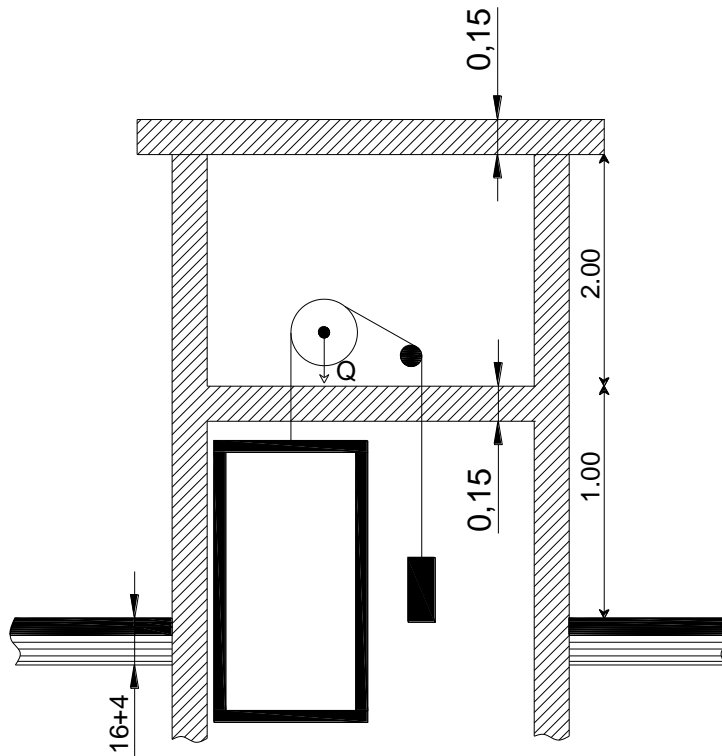


Figure III.3 : Ferrailage du balcon

### 3-5) Etude de la dalle pleine de la salle machine :

#### a.) Introduction :

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = 1 \text{ m/s}$ , la surface de la cabine est de  $2.52 \text{ m}^2 (1.80 \times 2.00)$  pouvant charger 8 personnes de  $6.3 \text{ kN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.



**Figure III.21 :** Schéma en coupe de la salle de la machine

#### b.) Dimensionnement :

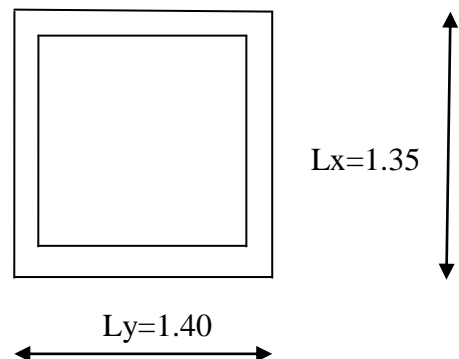
##### ➤ Épaisseur de la dalle :

$$0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.35} = 0.96 \leq 1 \Rightarrow \text{Panneau rectangulaire portant sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

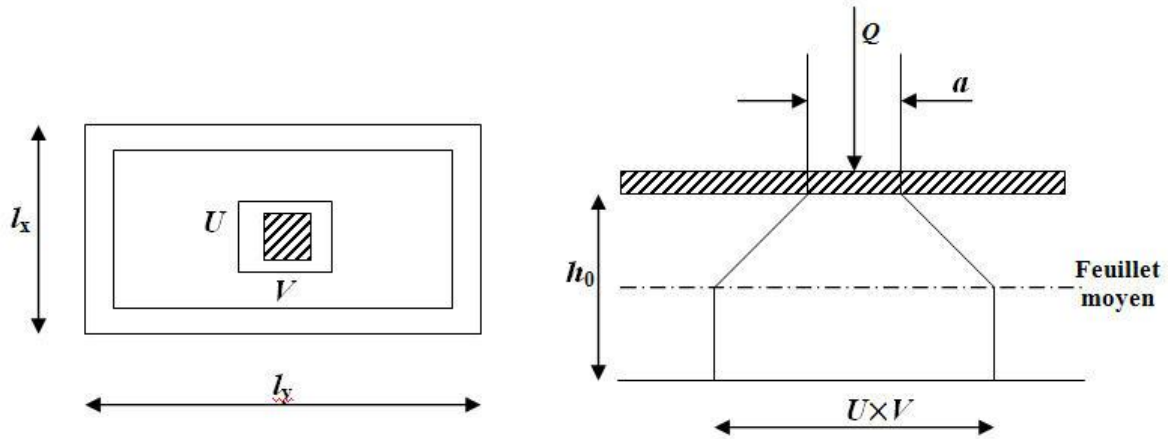
$h_t$  doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003) ;

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



**Figure III.22 :** Dimensions de la dalle

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



**Figure III.23 :**

$0.4 \leq \rho = 0.96 \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

On a:  $U = a + 2\xi e + h_0$

$V = b + 2\xi e + h_0$

Avec :  $e$  : Epaisseur du revêtement ( $e = 3$  cm)

$h_0$  = hauteur de la dalle ( $h_0 = 15$  cm)

$\xi = 1$  revêtement en béton

$a = b = 0.80$  cm (côte de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

$\Rightarrow U = 0.8 + 0.06 + 0.15 = 1.01$  m

$V = 0.8 + 0.06 + 0.15 = 1.01$  m

**c.) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

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

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

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

Après l'interpolation :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{101}{130} = 0.80 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{101}{135} = 0.75 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,063 \\ M_2 = 0,049 \end{cases} \dots\dots\dots$$

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

$M_{y1} = q M_2$

Avec :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9000 + 1.5 \times 0 = 12150 \text{ kg/ml}$$

$$M_{x1} = 12.15 \times 0.063 = 0.765 \text{ t.m} = 7.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 12.15 \times 0.049 = 0.60 \text{ t.m} = 6 \text{ kN.m}$$

**d.) Les moments dus au poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}, M_{y2}$  :**

$0.4 \leq \rho = 0.96 \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.911$$

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

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

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 1 = 7.575 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0401 \times 7.575 \times (1.3)^2 = 0.513 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.911 \times 0.513 = 0.48 \text{ kN.m}$$

**e.) Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.163 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.48 \text{ kN.m}$$

**Ferrailage :**➤ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 8.163 = 2.45 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.45 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.54 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** Avec : **St = 20 cm**

• **Aux travées :**

$$M_t = 0.85 \times 8.163 = 6.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{6.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{6.94 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** Avec : **St = 15 cm**

➤ **Sens y-y :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 6.48 = 1.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0028 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1.94 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 6.48 = 5.51 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{5.51 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20\text{cm}$ .

**f.) Vérification à l'ELU :**

**1.) Condition de non fragilité :**

➤ **Sens X-X :**

$$A_x \geq bh\omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 15 \times 0.0008 \left(\frac{3-0.96}{2}\right) = 1.224$$

$$\omega_0 = 0.8\text{‰} \text{ (FeE400)}$$

$2.01 > 1.224 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Sens Y-Y :**

$$A_y \geq bh\omega_0 = 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.2$$

$2.01 > 1.2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**2.) Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

➤ **Sens x-x:**

- Armatures supérieures :  $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Sens y-y:**

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Les conditions sont vérifiées.

**3.) Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a+b} = \frac{9}{3 \times 0.8} = 3.75 \text{ t}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a+b} = \frac{9}{3 \times 0.8} = 3.75 \text{ t, On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0.13} = 0.288 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**g.) Vérification de l'ELS :****Les moments à l'ELS :**• **Moment engendré par le système de levage :**

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

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0.063 + 0.2 \times 0.049) \times 90 = 6.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (0.049 + 0.2 \times 0.063) \times 90 = 5.54 \text{ kN.m}$$

• **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.5 + 1 = 5.5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0.0475 \\ \rho &= 0.96 \rightarrow \left\{ \right. \\ \mu_y &= 0.939 \end{aligned}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0475 \times 5.5 \times (1.30)^2 = 0.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.939 \times 0.44 = 0.413 \text{ kN.m}$$

• **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.55 + 0.44 = 6.99 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.54 + 0.413 = 5.95 \text{ kN.m.}$$

• **Ferraillage :**➤ **Sens x-x :**▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 6.99 = 2.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.860$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2.10 \times 10^3}{0.860 \times 13 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 6.99 = 5.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.797$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{5.94 \times 10^3}{0.797 \times 13 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**▪ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 5.95 = 1.78 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0074 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.869$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1.78 \times 10^3}{0.869 \times 13 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 5.95 = 5.06 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.808$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{5.06 \times 10^3}{0.808 \times 13 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

**III.6. Calcul de la poutre de chaînage :****III.6.1. Dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :  
Sens X-X (parallèle au sens secondaire)

$$b \geq \max(15\text{cm}, 20\text{cm}) \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

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

**III.6.2. Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simple appuyée, soumise à une charge répartie due aux poids du mur et son poids propre.

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.72 \times (3.06 - 0.30) = 7.51 \text{ kN/ml}$$

$$G_u = 1.35 (1.875 + 7.51) = 12.67 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{G_u \cdot l^2}{8} = \frac{12.67 \times (4.75)^2}{8} = 35.73 \text{ kN.m}$$

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

- **Aux appuis:**  $M_a = -0.3M_u^{\max} = -10.72 \text{ kN.m}$
- **En travées:**  $M_t = 0.85 M_u^{\max} = 30.37 \text{ kN.m}$

**III.6.2. Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.  
Les résultants sont comme suit :

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{30.37 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30.37 \times 10^3}{0.9865 \times 27 \times 348} = 3.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{10.72 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.72 \times 10^3}{0.995 \times 27 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**

### III.6.3.vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2 < A = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{G_u l}{2} = \frac{12.67 \times 4.75}{2} = 30.10 \text{ kN} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{30.10 \times 10}{25 \times 27} = 0.44 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t \quad ; \quad \frac{h}{35} \quad ; \quad \frac{b}{10} \right\} = \min \{10 \quad ; \quad 8.57 \quad ; \quad 25\} = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : **ϕ8**

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**  $\longrightarrow$  (1 cadre + 1 étrier) ϕ8

$$S_t \leq \min \{0.9d \quad ; \quad 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3 \quad ; \quad 40 \text{ cm}\} = 24.3 \text{ cm}$$

Soit **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

### III.6.4.Vérification à l'ELS :

Les chaînages sont exposés aux intempéries, d'où la fissuration est préjudiciable.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad ; \quad \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = k \sigma_s$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-après :

	$\rho_1$	$k$	$\beta_1$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma}_s$	Observation
<b>Appuis</b>	0.35	0.025	0.908	2.65	15	106.15	240	<b>Vérifiée</b>
<b>Travées</b>	0.5	0.031	0.893	6.57	15	112	240	<b>vérifiée</b>

**Tableau III.6.1: vérification à l'ELS**

### III.7. Calcul de la poutre palière :

#### III.7.1. Pré dimensionnement :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.1m (entre nus d'appuis).

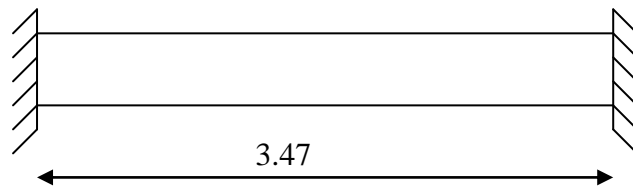


Fig3.12 : Schéma de la poutre palière

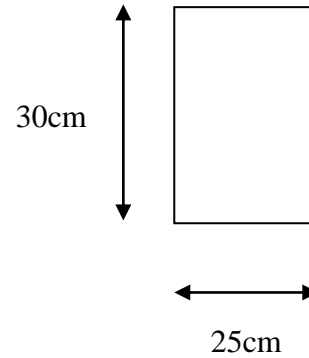


Fig.3.13 section de la poutre palière.

#### a) Hauteur :

➤ La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{347}{15} \leq h_t \leq \frac{347}{10} \Rightarrow 23.13\text{cm} \leq h_t \leq 34.5\text{cm}$$

On prend  $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend  $b = 20\text{cm}$

#### Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 25\text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

#### b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875\text{ KN/ml}$

- poids du mur  $G_M = 2.36 \times 1 = 2.36\text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 31.18\text{KN}$

- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 22.53\text{ KN}$

**III.7.2. Calcul à l'ELU :****a) Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 31.18 = 36.897 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.897 \times 3.47^2}{8} = 55.498 \text{ kn.m}$$

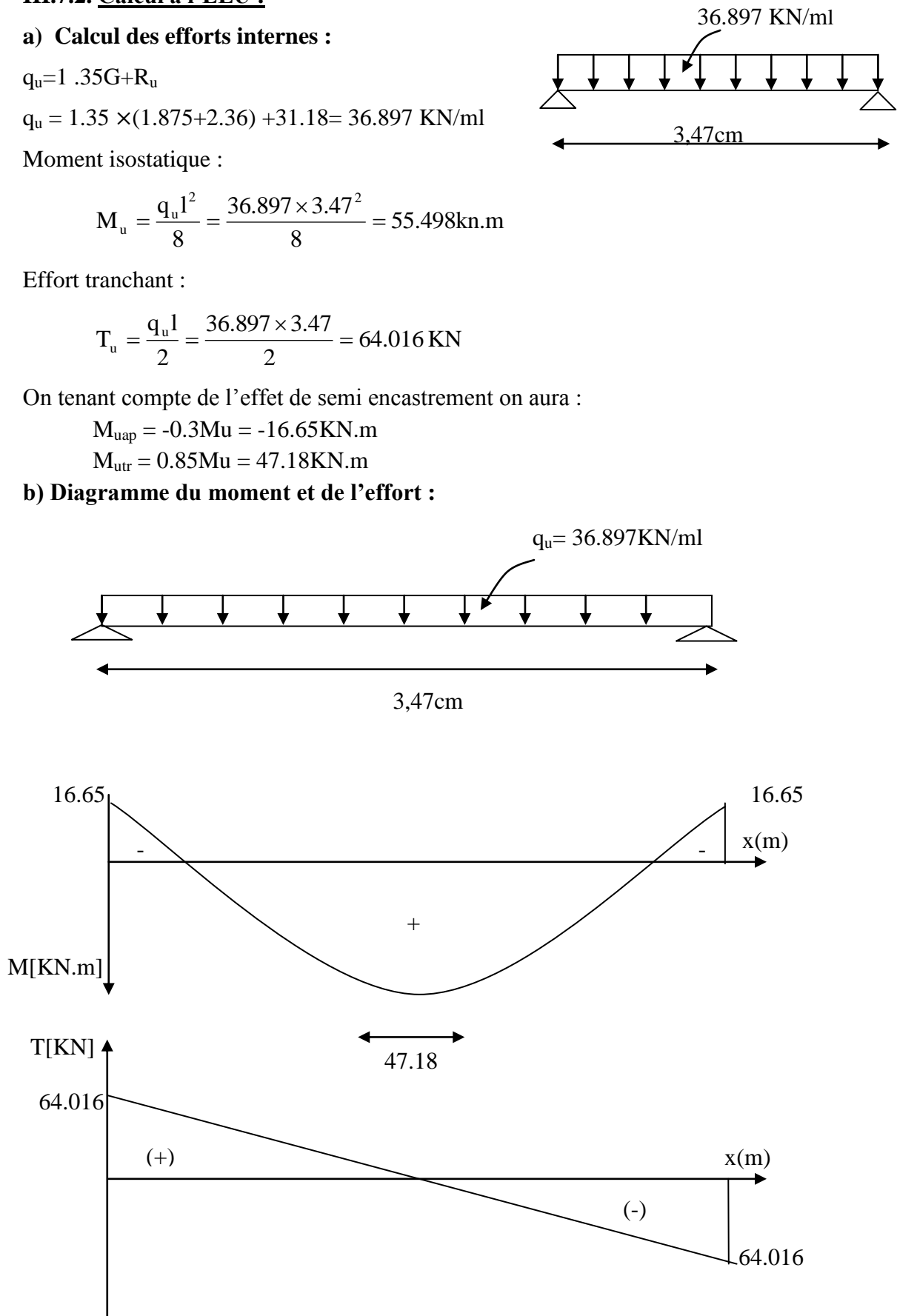
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.897 \times 3.47}{2} = 64.016 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -16.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 47.18 \text{ KN.m}$$

**b) Diagramme du moment et de l'effort :**

**Fig3.14 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant**

**c) Ferrailage :**

**En travées :**  $h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47.18 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.17$$

$$\mu_t = 0.17 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.17 \Rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{47.18 \times 10^3}{0.906 \times 28 \times 348} = 5.344 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 4\text{HA } 14 = 6.15 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16.65 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.060 \Rightarrow \beta_1 = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{16.65 \times 10^3}{0.969 \times 28 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 4 \text{ HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$

**III.7.3. Vérification à l'ELU :****III.7.3.1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**a) En travée :**  $A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

**b) Aux appuis :**  $A_a = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

**III.7.3.2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{64.016 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.914 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.914 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**III.7.3.3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):****a) Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 64.016 \times 10^3 + \frac{16.65 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 3.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.52 \text{ cm}^2 > 3.78 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

**b) Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 64.016 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

**c) Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{64.016 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 17.58 \times 10} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

**III.7.4. Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**III.7.5. Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**a) En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5\text{cm} ; 12\text{cm} \}$$

On prend :  $S_t = 7\text{cm}$

**b) En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

### III.7.6. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.3\text{cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ .

### III.7.7. Calcul à l'ELS :

**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.36 + 22.53 = 26.765\text{KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.765 \times 3.47^2}{8} = 40.28\text{KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.765 \times 3.47}{2} = 46.44\text{KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -12.084\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 34.24\text{KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes :**

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**1. Aux appuis :** 
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 28} = 0.64$$

$$\rho_1 = 0,64 \Rightarrow \beta_1 = 0,882 \quad \alpha_1 = 0,354 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,354}{15(1-0,354)} = 0,036$$

$$\alpha = 0,354 \Rightarrow K=0,036$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} d \beta} = \frac{12,084 \times 10^6}{452 \times 0,882 \times 280} = 108,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 108,27 = 3,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

## 2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,15}{25 \times 28} = 0,87$$

$$\rho_1 = 0,87 \Rightarrow \beta_1 = 0,833 \quad \alpha_1 = 0,501 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,501}{15(1-0,501)} = 0,066$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{34,24 \times 10^6}{6,12 \times 0,833 \times 280} = 239,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,030 \times 239,87 = 7,19$$

$$\sigma_{bc} = 7,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

### III.7.8. Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,47} = 0,0864 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,47} = 0,0864 > \frac{34,833}{10 \times 40,83} = 0,0853 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

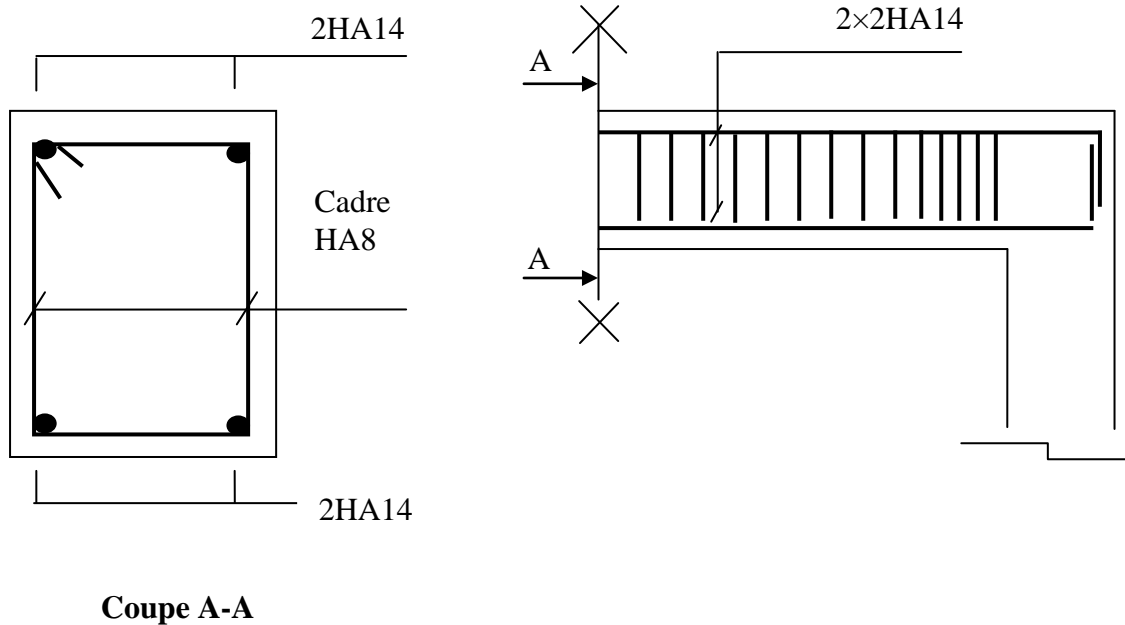
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,19}{28 \times 25} = 0,0088 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**c) Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.



**Fig. 3.15 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### **IV.1.Introduction:**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gainés» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003 (Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive ».

### **IV.2.Inertie des voiles:**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures ,nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a) Les refends longitudinaux:

$$\begin{array}{l}
 I_y = \frac{el^3}{12} \\
 I_x = \frac{le^3}{12}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} I_y \\ I_x \end{array}} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{el^3}{12} \\ I_y &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

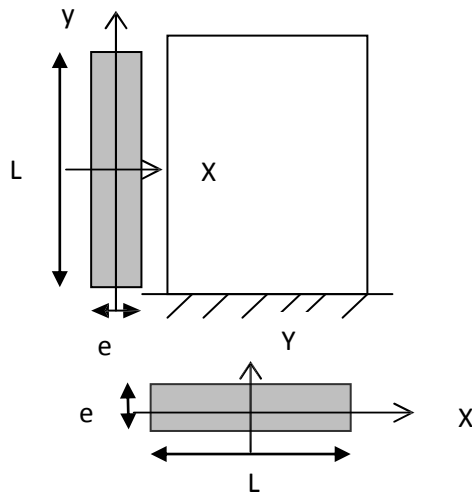


Fig. IV.1.Vue en plan et en coupe des refends

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné,est résumée dans les tableaux qui suivent:

**Tableau 1-Inertie des voiles transversaux :**

Niveau		L(m)	E(m)	$I_x(m^4)$	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
Du RDC jusqu'au 9 <sup>eme</sup> étages	VT1	3.80	0.2	0.914	10	$I_{ex} = 4.636$
	VT1	4.50	0.2	1.518		
	VT1	4.00	0.2	1.067		
	VT2	2.50	0.2	0.260		
	VT2	2.50	0.2	0.260		
	VT4	1.80	0.2	0.097		
	VT5	2.50	0.2	0.260		
	VT5	2.50	0.2	0.260		

**Tableau 2-Inertie des voiles longitudinaux :**

Niveau		L	e	I <sub>Y</sub>	nombre d'étages	I <sub>ey</sub> = ∑ I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
De RDC jusqu'à 9 <sup>ème</sup> étages	VL2	1.22	0.2	0.03	10	0.534
	VL2	1.22	0.2	0.03		
	VL2	1.22	0.2	0.03		
	VL2	1.22	0.2	0.03		
	VL3	2.07	0.2	0.147		
	VL4	2.07	0.2	0.147		
	VL5	1.22	0.2	0.03		
	VL5	1.22	0.2	0.03		
	VL5	1.22	0.2	0.03		
	VL5	1.22	0.2	0.03		

### **IV.3. Interaction voiles-portiques:**

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé » , qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive , il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a1 tonnes , par exemple ,et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales .En fixant l'inertie du refend à 1m<sup>2</sup> ,il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers ,nous devons obtenir la même flèche ,à chaque niveau ,pour les refends et pour les portiques.

#### **IV.3.1.Calcul de l'inertie fictive:**

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec  $I_{ei}$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

$f_i$  : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$  : Déplacement du portique a un niveau n.

### IV.3.2. Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I=1m^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec  $S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :  $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires ( $S_i$ ) et la position du centre de gravité ( $d_i$ ) :

**Tableau IV.3. Calcul de la flèche :**

Niveaux	h(m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i \times d_i$ (m <sup>3</sup> )	$\sum S_i \times d_i = EIf_i$
09	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	65787.61
08	3,06	9,18	3,06	18,72	1,78	33,32	57213.68
07	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	55558.75
06	3,06	30,6	18,36	74,91	1,65	123,60	48659.31
05	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	190,77	35433.46
04	3,06	64,26	45,9	168,54	1,61	271,35	32146.672
03	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	21016.66
02	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	476,41	15256.58
01	3,06	137,7	110,16	379,22	1,58	599,16	9391.60
RDC	4.08	169.32	137,7	626.32	2.11	1321.53	1321.32

Nous aurons :

$$f_{RDC} = \frac{468,18 \times 1,58}{EI} = \frac{739,72}{EI} \quad i$$

$$f_1 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06) + 379,22 \times 1,58}{EI} = \frac{2771,49}{EI}$$

$$f_2 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06 + 3,06) + 379,22 \times (1,52 + 3,06) + 299,63 \times 1,59}{EI} = \frac{5818,22}{EI}$$

.

.

.

 $f_9$ 

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

### IV.3.3. Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1<sup>er</sup> niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{ptr}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

$T_n$  : est donnée par la (figure Fig.IV.4).  $T_n$  en (t).

#### IV.3.4. Rigidités des portiques :

Calcul des rigidités linéaires :

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

$h_c$  ,  $L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min(h + 1/2 \text{epoteau}, h_0)$$

$$l_c = \min(l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$$

**Tableau IV.4.Rigidités des poteaux dans le sens transversal :**

NIV	$h_0$ (m)	$\bar{h}$ (m)	$e_p/2$ (m)	$h_c$	$I_p \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$K_p \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )
.8.9 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.61	0.15	2.76	6.75	2.44
4 .5.67 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.61	0.175	2.78	10.71	3.63
1.2.3 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.61	0.20	2.81	21.33	7.59
RDC	4.08	3.63	0.20	3.83	21.33	5.56

**Tableau IV.5. Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal :**

NIV	$h_0$	$h$	$e_p/2$	$h_c$	$I_p \times 10^{-4}$	$K_p \times 10^{-4}$
,8,9 <sup>eme</sup> étages	3,06	2.66	0.15	2.81	6.75	2.40
4, ,7 <sup>eme</sup> étages	3,06	2.66	0.175	2.83	10.72	3.79
,1,3 <sup>eme</sup>	3,06	2.66	0.20	2.86	21.33	7.46
RDC	4.08	3.68	0.20	3.88	21.33	5.50

**Tableau IV.6. Rigidités des poutres dans le sens transversal :**

NIV	Travée	$l_0$ (m)	L (m)	$h_p/2$ (m)	$L_c$ (m)	$I_p \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$K_p \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )
RDC 1..3eme étage	1-2	4.20	3.8	0.225	4.025	22.78	5.65
	2-3	4.90	4.50	0.225	4.725	22.78	4.82
	3-4	4.40	4	0.225	4.225	22.78	5.39
4..7eme étage	1-2	4.20	3.85	0.225	4.075	22.78	5.59
	2-3	4.90	4.55	0.225	4.775	22.78	4.77
	3-4	4.40	4.05	0.225	4.275	22.78	5.32
9.8eme étage	1-2	4.20	3.90	0.225	4.125	22.78	5.52
	2-3	4.90	4.60	0.225	4.825	22.78	4.72
	3-4	4.40	4.10	0.225	4.325	22.78	5.26

Tableau IV.7. Rigidités des poutres dans le sens longitudinal :

NIV	Travée	l <sub>0</sub> (m)	L (m)	h <sub>p</sub> /2 (m)	L <sub>c</sub> (m)	I <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	K <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )
RDC.1. 3 <sup>em</sup> e étage	A-B	4.50	4.10	0.2	4.30	16	3.72
	B-C	4.45	4.05	0.2	4.25	16	3.76
	C-D	3.47	3.07	0.2	3.27	16	4.89
	D-E	4.10	3.7	0.2	3.90	16	4.10
	E-F	4.75	4.35	0.2	4.55	16	3.51
4..7 <sup>eme</sup> étage	A-B	4.50	4.20	0.2	4.40	16	3.63
	B-C	4.45	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	C-D	3.47	3.17	0.2	3.37	16	4.74
	D-E	4.10	3.8	0.2	4.00	16	4.00
	E-F	4.75	4.45	0.2	4.65	16	3.44
8.9 <sup>eme</sup> étage	A-B	4.50	4.20	0.2	4.40	16	3.63
	B-C	4.45	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	C-D	3.47	3.17	0.2	3.37	16	4.74
	D-E	4.10	3.8	0.2	4.00	16	4.00
	E-F	4.75	4.45	0.2	4.65	16	3.44

Tableau IV.8. Inertie fictive sens transversal :

NIV	H	M <sub>n+1</sub>	M <sub>n</sub>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	E $\Theta_n$ .	E $\psi_n$	$\Delta_n$	$\Delta_i$	f <sub>i</sub> (m)	I <sub>ei</sub> (m <sup>4</sup> )
9	3,06	0	3,06	58.56	93.06	13.70	6.85	20.96	4015.36	65787.61	16.38
8	3,06	3,06	6,12	58.56	93.06	41.10	27.40	83.84	3994.40	57213.68	14.32
7	3,06	6,12	9,18	87.12	94.14	67.72	54.15	165.70	3010.56	55558.75	18.45
6	3,06	9,18	12,24	87.12	94.14	94.80	81.27	248.69	3744.86	48659.31	12.99
5	3,06	12,24	15,3	87.12	94.14	121.89	108.35	331.58	3496.17	35433.46	10.134
4	3,06	15,3	18,36	87.12	94.14	148.98	135.45	414.48	3164.59	32146.67	10.15
3	3,06	18,36	21,42	182.16	94.62	175.17	162.08	495.96	2750.11	21016.66	7.64
2	3,06	21,42	24,48	182.16	94.62	202.12	188.65	577.27	2254.15	15256.58	6.76
1	3,06	24,48	27,54	182.16	94.62	229.07	215.60	659.74	1676.88	9891.60	5.89
RDC	4.08	28.56	32.64	133.44	94.62	269.50	249.30	1017.14	1017.14	1321.53	1.29

Tableau IV.9. Inertie fictivesens longitudinal :

NIV	H	M <sub>n+1</sub>	M <sub>n</sub>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	E $\theta_n$	E $\psi_n$	$\Delta_n$	$\Delta_i$	f <sub>i</sub> (m)	I <sub>ei</sub> (m <sup>4</sup> )
9	3,06	0	3,06	56.60	77.96	16.35	8.17	25.00	5445.06	65787.61	11.96
8	3,06	3,06	6,12	56.60	77.96	49.06	32.71	100.10	5420.06	57213.68	10.45
7	3,06	6,12	9,18	90.96	77.96	81.77	65.42	200.18	5319.96	55558.75	10.34
6	3,06	9,18	12,24	90.96	77.96	114.48	98.13	300.28	5119.78	48659.31	9.40
5	3,06	12,24	15,3	90.96	77.96	147.20	193.63	592.51	4819.50	35433.46	8.27
4	3,06	15,3	18,36	90.96	77.96	179.90	223.30	683.30	4226.99	32146.672	7.51
3	3,06	18,36	21,42	179.04	79.92	207.39	223.37	683.51	3543.69	21016.66	5.84
2	3,06	21,42	24,48	179.04	79.92	239.30	257.92	789.23	2860.18	15256.58	5.23
1	3,06	24,48	28.56	179.04	79.2	276.52	297.73	855.97	2070.95	9391.60	4.41
RDC	4.08	28.56	32.64	132.00	79.92	319.07	297.79	1214.98	1214.98	1321.32	1.08

**VI.4. Inerties moyennes des portiques:****Tableau IV.10. Inertie moyennes sens transversal :**

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ey}(m^4)$	16.38	14.32	18.45	12.99	10.13	10.15	7.64	6.77	5.89	1.29
$I_{moy}(m^4)$	2.60									

**Tableau IV.11. Inertie moyennes sens longitudinal:**

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ex}(m^4)$	11.96	10.45 5	10.34	9.40	8.27	7.51	5.84	5.23	4.41	1.08
$I_{moy}(m^4)$	1.86									

**IV.5. Comparaison des inerties des voiles et des portiques:****Tableau IV.12. Pourcentage des inerties sens transversal:**

	$I_{moy}(m^4)$	% de participation
Portiques	2.60	35.93%
Voiles	4.636	64.07%
Somme	7.236	100%

**Tableau IV.13. pourcentage des inerties sens longitudinal:**

	$I_{moy}$ par niveau ( $m^4$ )	% de participation
Portiques	1.86	77.70%
Voiles	0.534	22.30%
Somme	2.394	100%

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système de contreventement mixte.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### **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 :**

- **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.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

-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 :**

➤ **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.

➤ **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.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par

la méthode d'analyse modale spectrale.

**V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :**

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya tizi ousou donc en zone II.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S2.

➤ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V.4.Présentation du logiciel ROBOT structurale Analysis Professional 2010 :**

**- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONALE 2010 :**

Est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus,

Dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot est un logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, .....etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barres et de nœuds illimités ; il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferraillement, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures.

**- Caractéristiques principales du logiciel robot :**

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

**V.4.1.Etapes de calcul à suivre :**

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

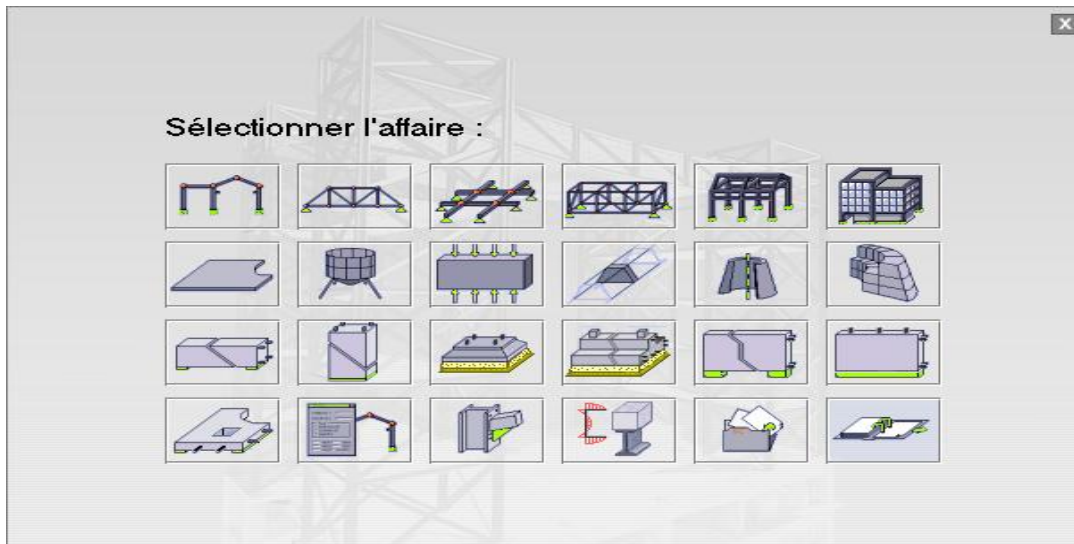


Figure 1: Choix du type de structure à étudier.

▪ **Configuration du logiciel robot :**

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : “préférence de l’affaire“, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des catalogue des profils, matériaux..... etc.

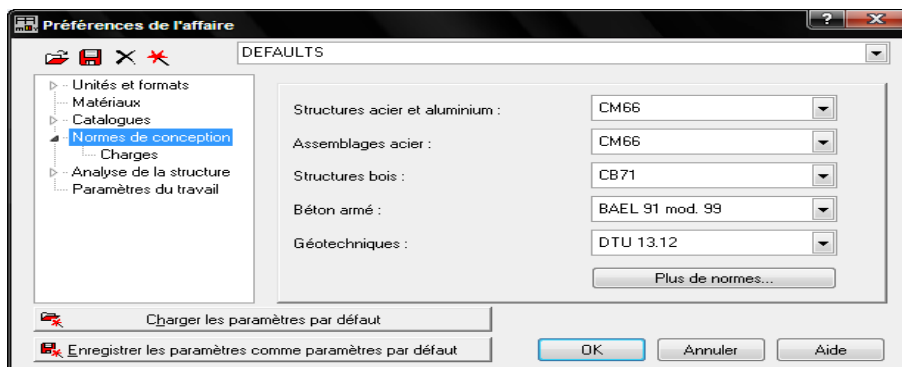


Figure .2: Boîte de dialogue préférence de l’affaire.

▪ **Lignes de construction :**

Les lignes de constructions peuvent servir à :  
Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande est accessible par le menu déroulant : structure, commande ligne de Construction.

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de Coordonnées cartésiennes.

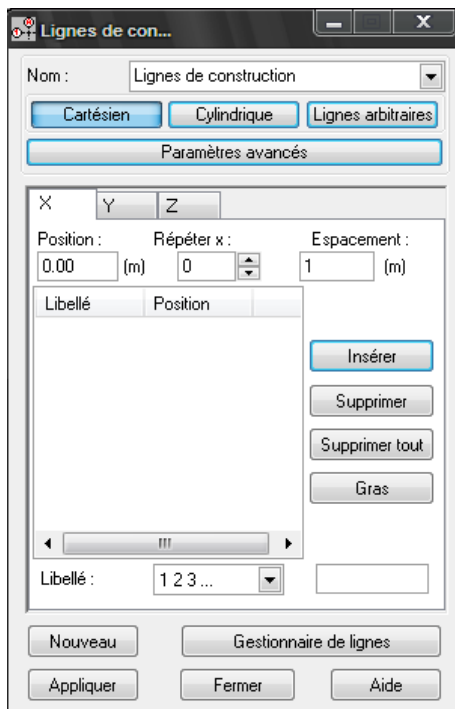



Figure.3: lignes de construction.

- **Création des barres :**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils "modèle de structure", on clique sur l'icone : 

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous, puis on clique sur "définir un Nouveau profilé " et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

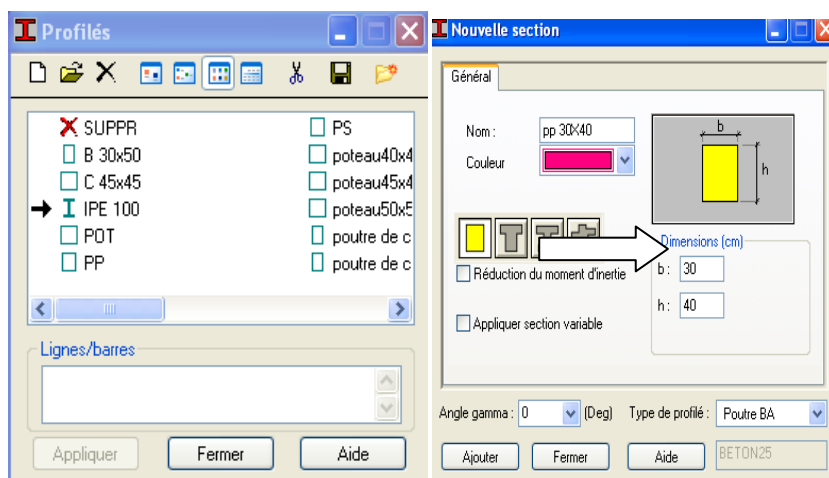

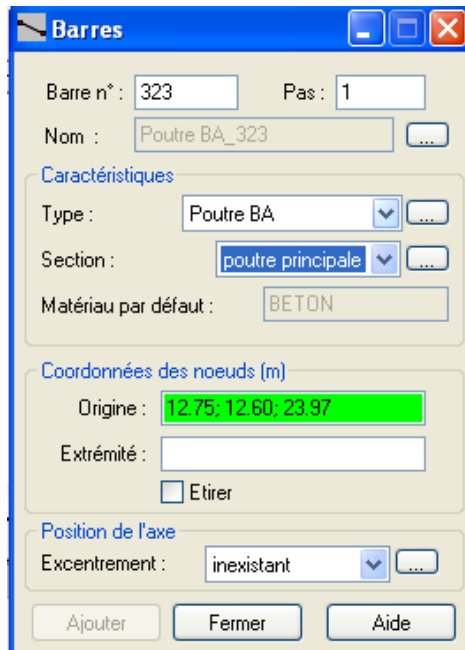



Figure .4 : choix des profilés des bars.

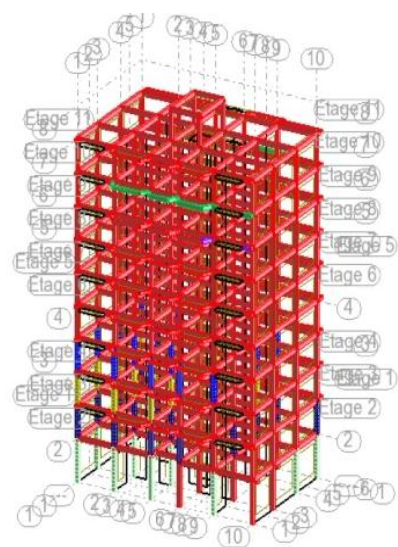
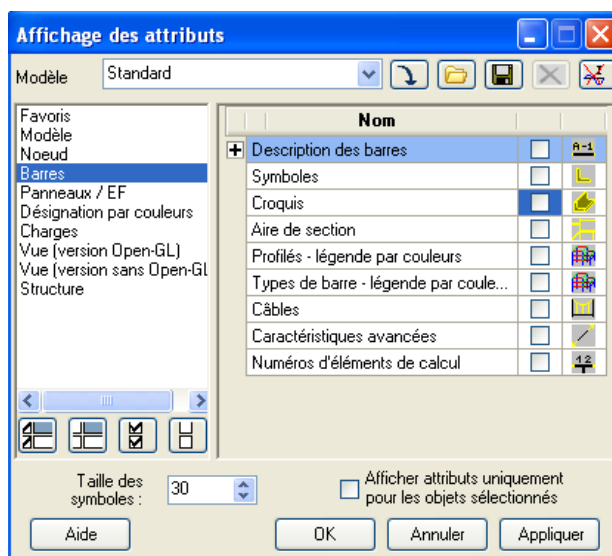
- **Affectation des sections :**

Avec la commande “barre”  on peut attribuer à chaque élément sa section



**Figure .5 :boîte de dialogue « barre »**

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure des Attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône .



**Figure .6 Boîte de dialogue affichage des attributs**

**Figure .7: Exemple d'affectation des attributs.**

- Création des panneaux :

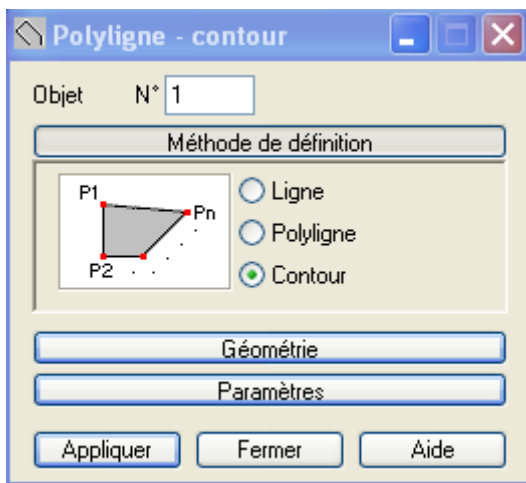
A fin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure

Approprié sur la vignette de démarrage de robot.



- Contour des panneaux: pour définir les contours des panneaux, on utilise

L'option poly ligne/contour qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône.

**Figure .8: Définition des contours des panneaux.**

- **Épaisseur des panneaux :**

Pour définir l'épaisseur des panneaux, on clique sur l'icône



puis sur



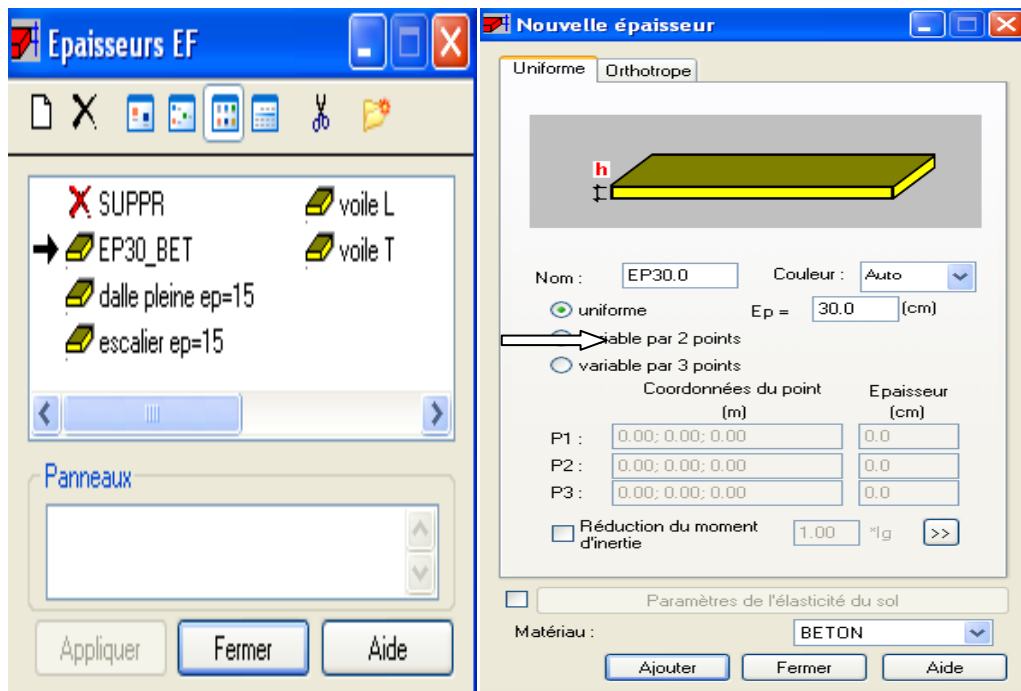

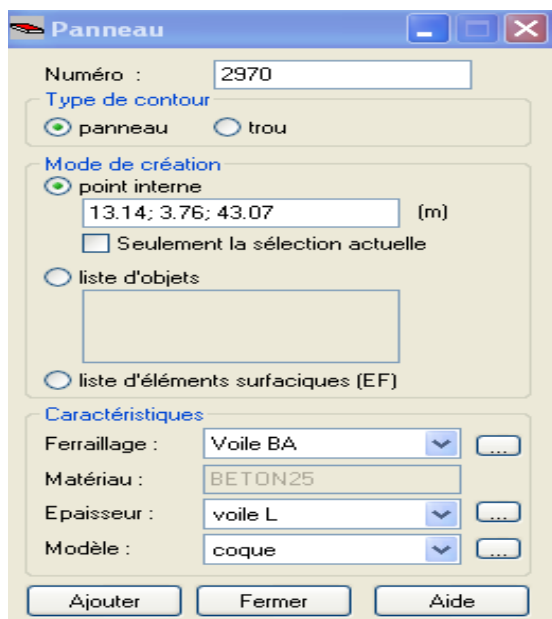


Figure .9 : Epaisseur des panneaux

- Affectation des panneaux :

Pour affecter les voiles, on clique sur l'icône "panneau"  puis on coche la case panneau et on active l'option point interne. la définition s'achève par un clique à l'intérieur du contour du voile.



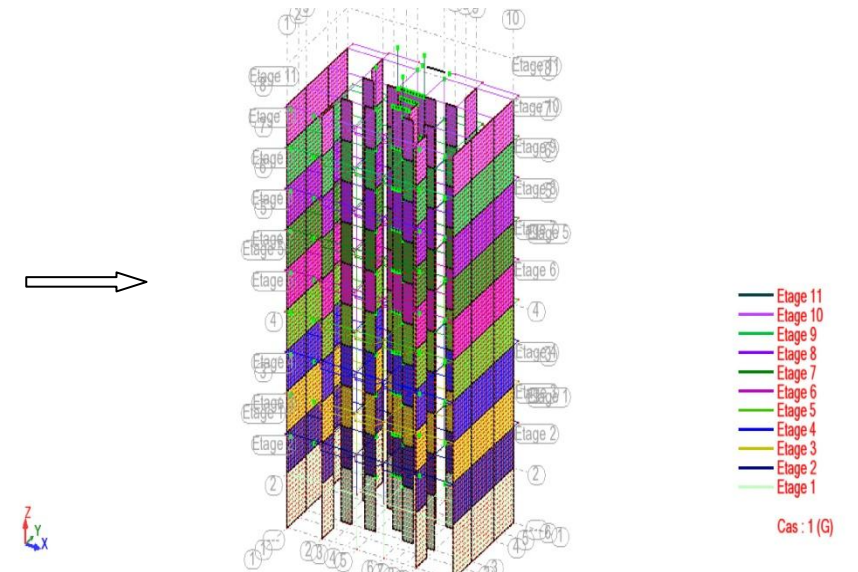



Figure .10 Affectation des VOILES

▪ Définition des appuis :

Pour définir le type d'appuis, on clique sur l'icône,  la boîte de dialogue "Appuis" représentée ci-dessous s'affiche. Elle nous permet d'affecter des appuis pour les poteaux et les voiles.

Après avoir cliqué sur encastrement, on choisit l'onglet **nodal** pour les poteaux et l'onglet **linéaires** pour les voiles.

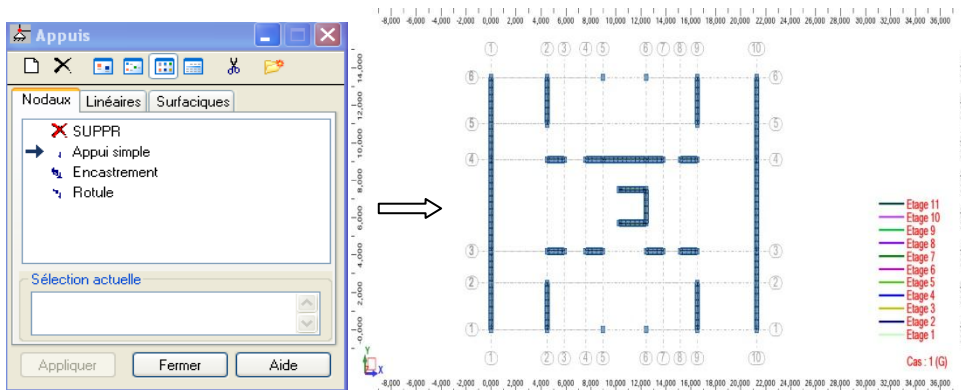

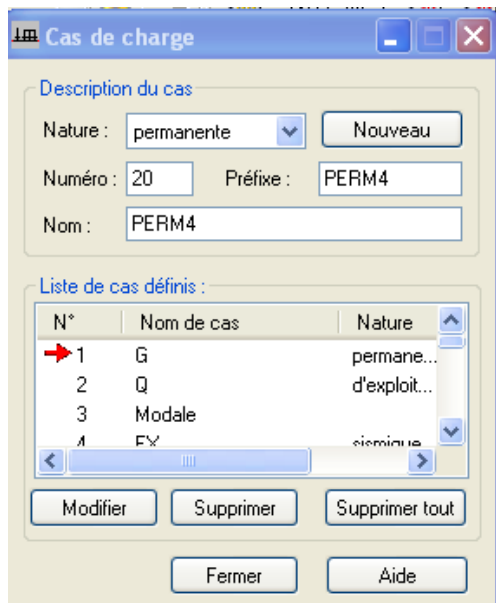


Figure .11 : Définition des appuis.

▪ Chargements :

Cas de charge : Un clique sur l'icône  nous permet de définir les charges

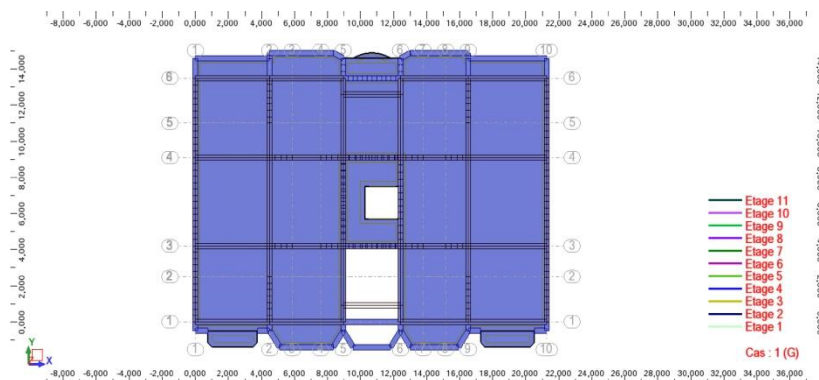
Statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure dans la boîte de dialogue représentée ci- dessous.



**Figure .12 : Définition des cas de charges**

➤ Définition des contours :

On doit définir géométriquement le contour qui est soumis à une charge uniformément Répartie, de la même manière que celle des panneaux.



**Figure .13 : définition du contour du plancher.**

▪ Définition des bardages :

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages selon la ligne de Commande suivante : structure → caractéristiques additionnelles → répartition des charges bardages.

La boîte de dialogue ci-dessous apparaît.

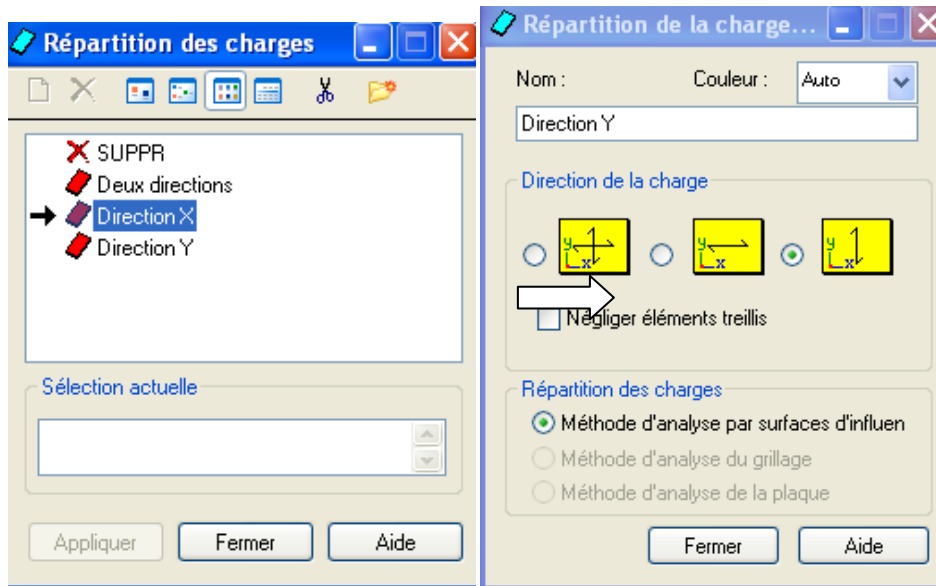



Figure .14 : choix des bardages.

- Définition des charges :

La boîte de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est accessible après un cliquer sur l'icône  puis sur surface, après sur charges surfaciques uniformes.

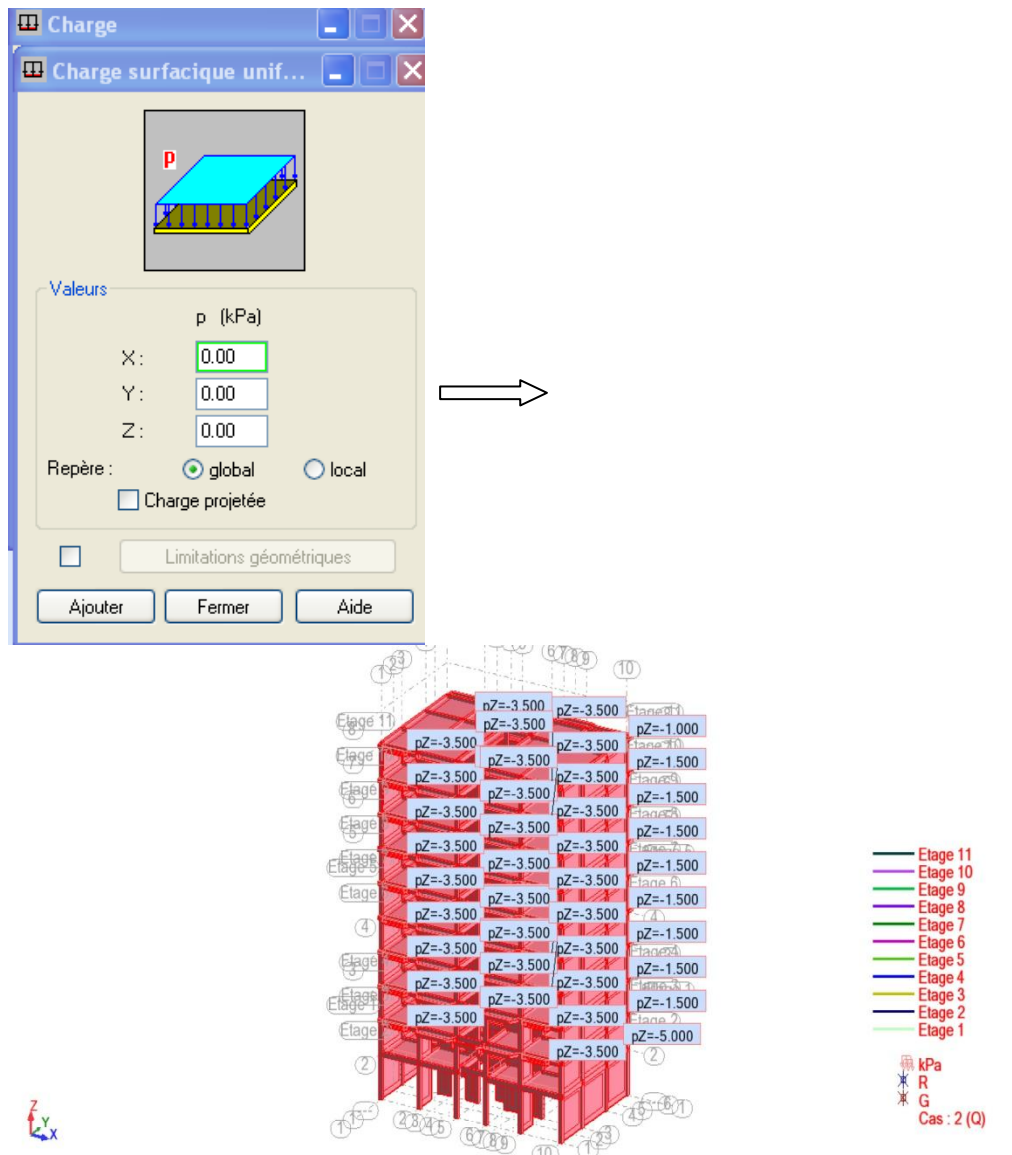


Figure .15: Définition des charges.

- Option de calcul :

Dans la boîte de dialogue “**option de calcul**“ qui s’ouvre après la sélection de la commande type d’analyse disponible dans le menu déroulant analyse, on peut créer des nouveaux cas de charges qui ne nécessitent pas la définition préalable d’un cas de charge statique.

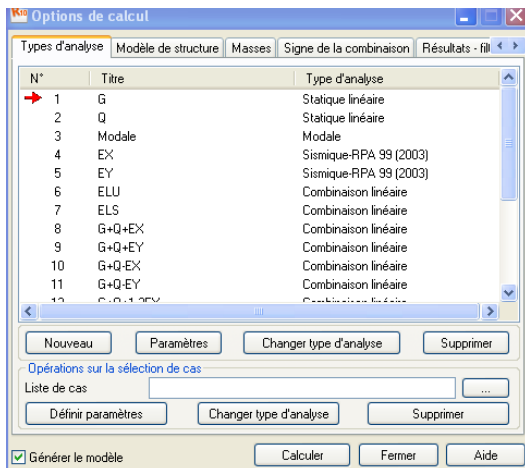


Figure .16 : Boite de dialogue “option de calcul”.

Pour définir un nouveau cas de charge, on clique sur nouveau et on coche modale. Les paramètres de l’analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s’affiche à l’écran après la validation de la précédente.

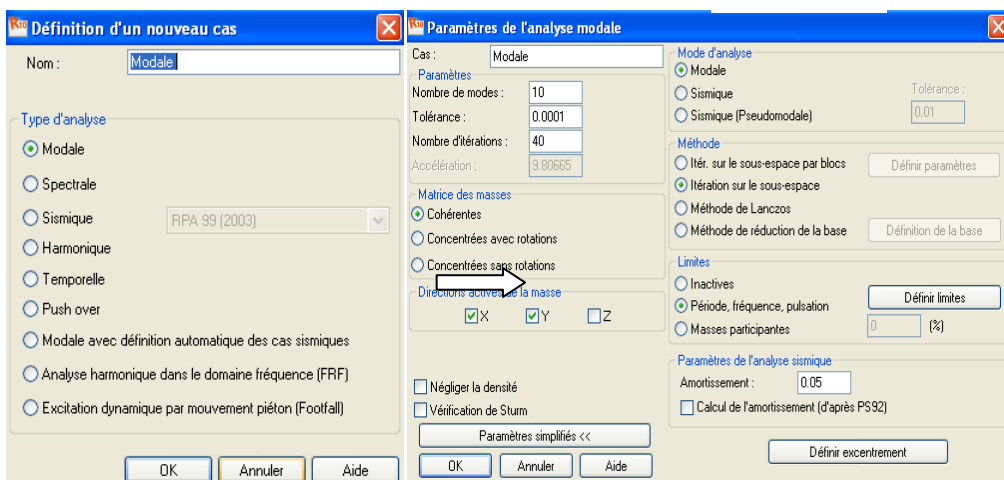


Figure .17 : Définition du cas de charge modale.

Après avoir défini le cas de charge modale, on coche sismique en introduisant les Paramètres correspondants.

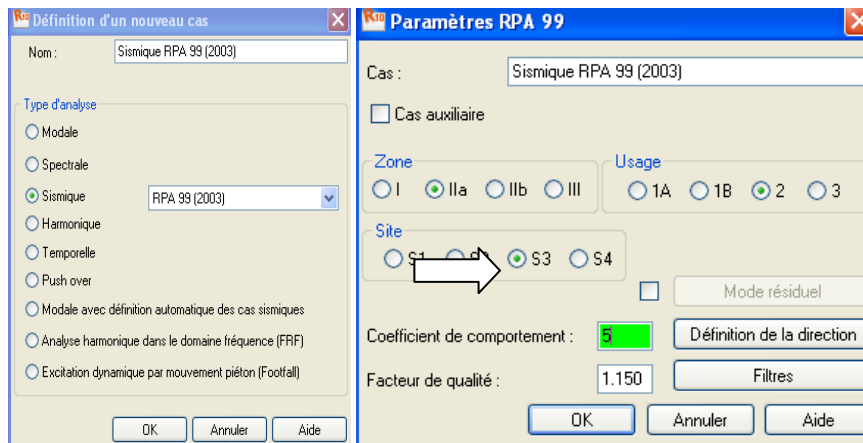


Figure .18 : Définition du cas de charge sismique.

▪ Conversion de charges en masses :

Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul en dynamique).

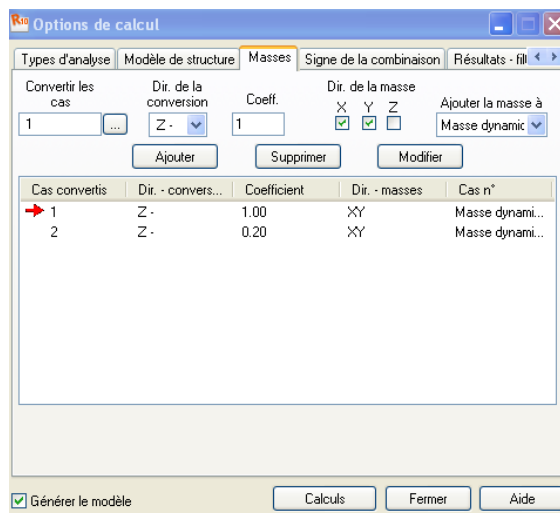


Figure .19 : Conversion de charges en masses.

▪ Nœud maitre :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maitre et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", «liaisons rigides», on clique sur nouveau, on coche  $U_x$ ,  $U_y$  et  $R_z$  puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud maitre onchoisi un nœud et dans la case nœud esclave onchoisi les autres manuellement.

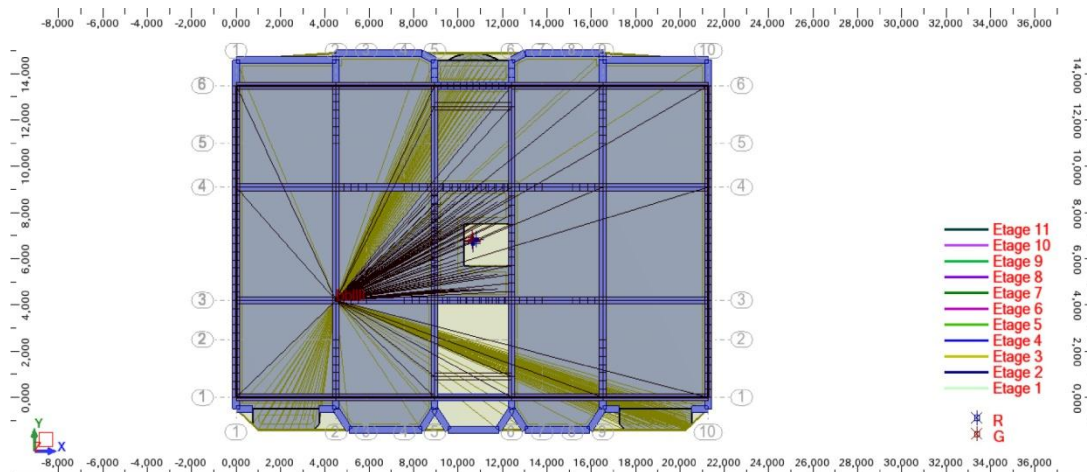
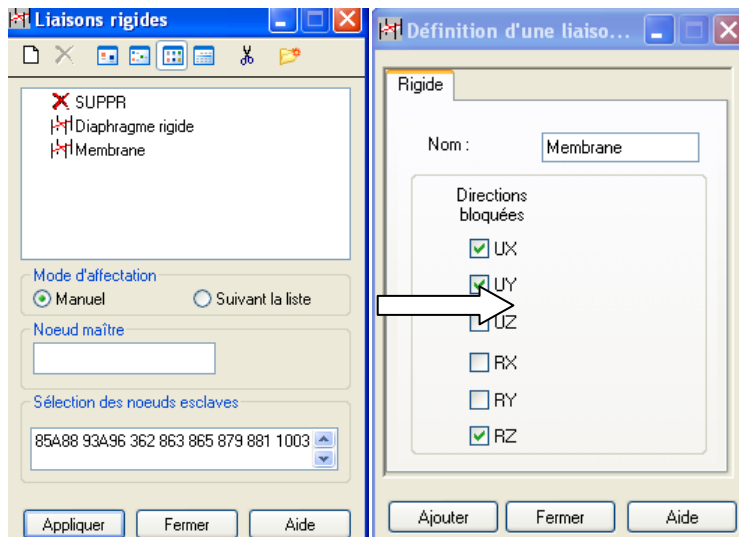


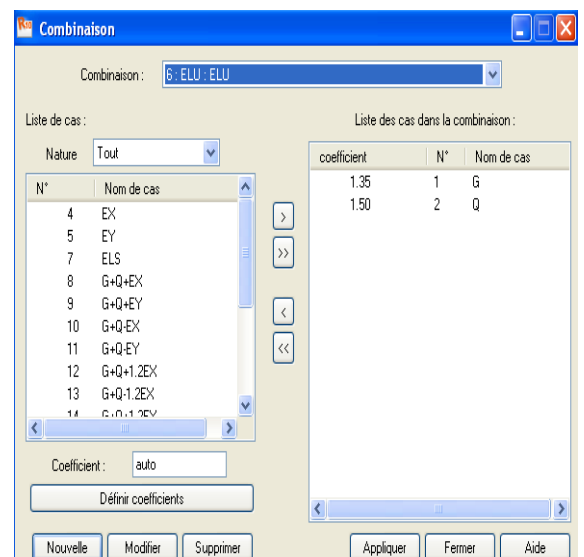
Figure .20 : Définition du nœud maitre et des nœuds esclaves.

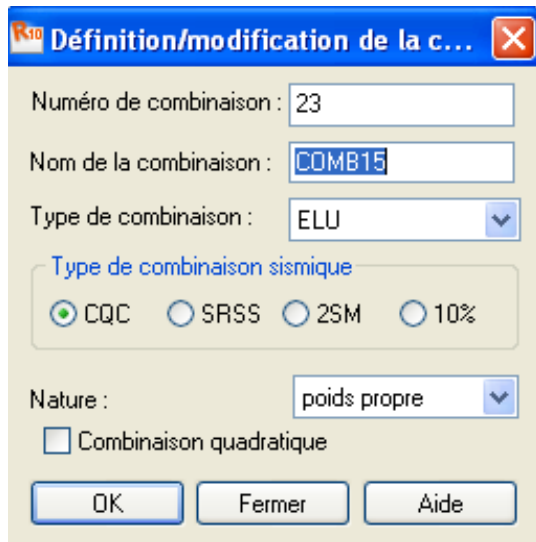
▪ Combinaisons d’actions :

Pour définir les combinaisons d’actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant “charge“, “combinaison manuelle“, il faut saisir le nom de la Combinaison, la nature de la combinaison, le type de la combinaison et le type de la Combinaison sismique.

Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définis ci-dessus.



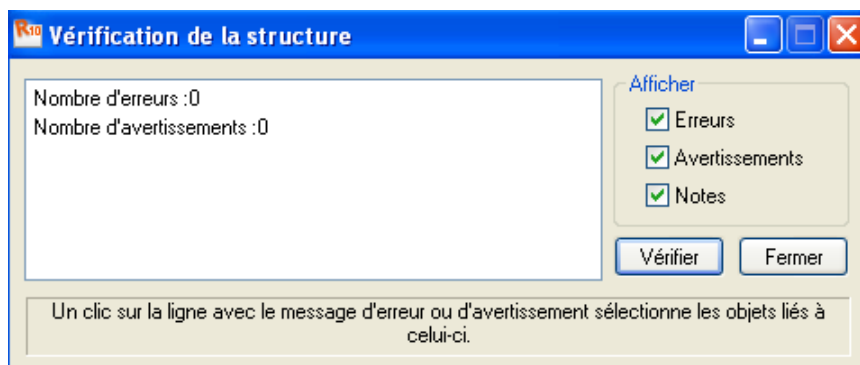


**Figure .21 :** Définition des combinaisons d’actions.

- Vérification de la structure :

Avant de passer à l’analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s’il y a des erreurs dans la modélisation.

Dans le menu “analyse“, on clique sur “vérifier la structure“ et robot nous affiche le nombre et la nature d’erreurs.



**Figure .22: Vérification de la structure.**

- Analyse de la structure :

Pour lancer l’analyse de la structure, dans le menu déroulant “analyse“ on clique sur “calculer“.

- Exploitation des résultats :

Dans l’éditeur graphique, on clique avec le bouton droit de la souris et on choisit “tableau“ et on coche la case du résultat que l’on veut extraire.

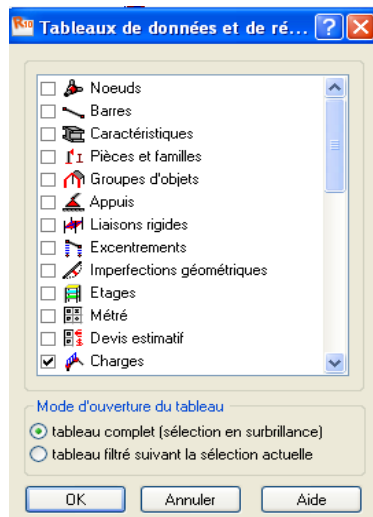


Figure .23 : Tableau de donnée et de résultats.

**Affichage des périodes :**

Pour l’affichage des périodes, on coche dans le tableau ci-dessus la case “modes propres” puis on clique sur ok.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,369	0,731	72,221	0,013	0,000	72,221	0,013	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 2	2,693	0,371	72,242	66,923	0,001	0,022	66,910	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 3	3,333	0,300	72,252	66,923	0,001	0,009	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 4	4,774	0,209	87,190	66,929	0,001	14,938	0,006	0,001	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 5	7,448	0,134	87,190	67,508	0,013	0,001	0,579	0,012	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 6	7,656	0,131	87,774	67,509	0,014	0,583	0,001	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 7	8,664	0,115	87,774	67,647	8,917	0,000	0,138	8,904	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 8	8,841	0,113	87,774	68,051	10,483	0,000	0,404	1,566	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 9	8,957	0,112	87,774	68,165	10,863	0,000	0,114	0,380	4016008,025	4016008,025	4016008,025
3/ 10	9,021	0,111	87,774	68,166	10,863	0,000	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 1	1,369	0,731	72,221	0,013	0,000	72,221	0,013	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 2	2,693	0,371	72,242	66,923	0,001	0,022	66,910	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 3	3,333	0,300	72,252	66,923	0,001	0,009	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 4	4,774	0,209	87,190	66,929	0,001	14,938	0,006	0,001	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 5	7,448	0,134	87,190	67,508	0,013	0,001	0,579	0,012	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 6	7,656	0,131	87,774	67,509	0,014	0,583	0,001	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 7	8,664	0,115	87,774	67,647	8,917	0,000	0,138	8,904	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 8	8,841	0,113	87,774	68,051	10,483	0,000	0,404	1,566	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 9	8,957	0,112	87,774	68,165	10,863	0,000	0,114	0,380	4016008,025	4016008,025	4016008,025
4/ 10	9,021	0,111	87,774	68,166	10,863	0,000	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 1	1,369	0,731	72,221	0,013	0,000	72,221	0,013	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 2	2,693	0,371	72,242	66,923	0,001	0,022	66,910	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 3	3,333	0,300	72,252	66,923	0,001	0,009	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 4	4,774	0,209	87,190	66,929	0,001	14,938	0,006	0,001	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 5	7,448	0,134	87,190	67,508	0,013	0,001	0,579	0,012	4016008,025	4016008,025	4016008,025
6/ 6	7,656	0,131	87,774	67,509	0,014	0,583	0,001	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025

ur afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur “extrêmes globaux”

Tableau .1 : Affichage des périodes.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	9,021	0,731	87,774	68,166	10,863	72,221	66,910	8,904	4016008,025	4016008,025	4016008,025
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	10	1	10	10	10	1	2	7	1	1	1
MIN	1,369	0,111	72,221	0,013	0,000	0,000	0,000	0,000	4016008,025	4016008,025	4016008,025
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	10	1	1	1	8	3	3	1	1	1

**Estimation de la période fondamentale de la structure (T):**

La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003 page 45) :

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 suivant :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\rightarrow h_N = 31.62\text{m}$$

- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$D'où : T = 0.05 \times 31.62^{3/4} = 0.667\text{sec}$$

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\Rightarrow D_X = 21.57\text{m} \quad ; \quad D_Y = 16.30\text{m}$$

$$T_X = 0.09 h_N / \sqrt{D_X} = 0.61\text{sec}$$

$$T_Y = 0.09 h_N / \sqrt{D_Y} = 0.704\text{sec}$$

**On prend**  $T_{\min} = T_X = 0.61 \text{ sec}$

Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } T_x = 0.612 \text{ sec} \quad (T_2 \leq T_x \leq 3,0) \\ \text{Sens transversal : } T_y = 0.704 \text{ sec} \quad (T_2 \leq T_y \leq 3,0) \end{array} \right.$$

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (Art 4.2.4.b RPA 99/version 2003).

▪ **Sens longitudinal :**

$T_X = \min(0.667, 0.612) = 0.612 \text{ sec}$ , ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  
 $0.612 \times 1.3 = 0.795 \text{ sec}$ .

▪ **Sens transversal :**

$T_Y = \min(0.667, 0.704) = 0.612 \text{ sec}$  ; ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée  
 $0.612 \times 1.3 = 0.795 \text{ sec}$ .

On doit vérifie

$T = 0.73 < T_f = 0.66 \times 1.3 = 0.85 \text{ vérifie}$   $\longrightarrow$

Avec :  $T_f$  : Période fondamentale imposée par le RPA.

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

▪ **Affichage des déplacements des nœuds :**

Dans le même tableau, on coche "déplacement des nœuds"

**Tableau -2 : Les déplacements de la structure.**

Les déplacements maximaux selon les directions X et Y sont donnés par les combinaisons  
 $G+Q+1.2E_x$  et  $G+Q-1.2E_X$  respectivement.

▪ **Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA99 modifié 2003) :**

➤ Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA99 modifié 2003) :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Dans notre cas, la hauteur de l'étage est de 3.06m, donc le déplacement à ne pas dépasser est de 3.06cm.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est donné par la formule  
 $:\delta_K - \delta_{K-1}$ .

**Les déplacements de chaque niveau sont donnés par le tableau suivant :**

Niveau	Déplacement des niveaux		Déplacements relatifs (NIV)		Vérification $\Delta$ U. (R) < 1% $h_{\text{étage}}$ .
	$U_{X_{\max}}$ (cm)	$U_{y_{\max}}$ (cm)	$\Delta U_X$ (R) cm	$\Delta U_{Y_x}$ (R) cm	
9	1.788	0.013			vérifiée
8	2.114	0.016	0.32	0.005	vérifiée
7	2.668	0.024	0.566	0.012	vérifiée
6	1.445	0.009	1.225	0.022	vérifiée
5	2.934	0.029	1.467	0.029	vérifiée
4	2.415	0.020	0.512	0.013	vérifiée
3	1.096	0.027	1.299	0.021	vérifiée
2	0.758	0.004	0.336	0.003	vérifiée
1	0.448	0.003	0.309	0.003	vérifiée
RDC	0.189	0.001	0.259	0.002	vérifiée

Tableau .3 : Vérification des déplacements

Remarque :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_{K=R} = R \delta_{ek} \text{ (Art 4.43 du RPA99 version 2003)}$$

Avec :

$\delta_{ek}$ : C'est le déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

**R**: Coefficient de comportement.

- Excentricités : (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

- Les excentricités théoriques :

Les excentricités théoriques ( $e_{x0}$ ;  $e_{y0}$ ) données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [kgm2]	ly [kgm2]	lz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
2/ 1	Etage 1	214500,632	10,669 6,791 2,	10,814 6,849 2,	4114327,090	12122687,912	15450157,851	0,144	0,057	0,0	0,0
2/ 2	Etage 2	187589,504	10,664 6,795 6,	10,814 6,849 6,	4003948,046	10047702,689	13662008,978	0,150	0,054	0,0	0,0
2/ 3	Etage 3	187589,504	10,664 6,795 9,	10,814 6,849 9,	4003921,406	10047649,978	13661929,627	0,150	0,054	0,0	0,0
2/ 4	Etage 4	187589,504	10,664 6,795 1	10,814 6,849 1	4003921,406	10047649,800	13661929,449	0,150	0,054	0,0	0,0
2/ 5	Etage 5	177485,995	10,667 6,800 1	10,817 6,849 1	3731740,544	9523247,971	12888151,982	0,150	0,049	0,0	0,0
2/ 6	Etage 6	177643,581	10,669 6,807 1	10,817 6,849 1	3740524,174	9524923,518	12898340,107	0,148	0,043	0,0	0,0
2/ 7	Etage 7	177767,399	10,654 6,789 2	10,817 6,849 2	3746558,196	9544568,585	12923806,561	0,164	0,061	0,0	0,0
2/ 8	Etage 8	177682,978	10,670 6,792 2	10,817 6,849 2	3741996,893	9527036,153	12901857,772	0,148	0,057	0,0	0,0
2/ 9	Etage 9	174845,306	10,664 6,800 2	10,817 6,849 2	3658330,149	9384703,849	12682294,683	0,153	0,049	0,0	0,0
2/ 10	Etage 10	174960,118	10,665 6,798 3	10,817 6,849 3	3659340,220	9385199,571	12683534,151	0,153	0,051	0,0	0,0
2/ 11	Etage 11	14527,546	10,685 6,650 3	10,685 6,650 3	55886,143	34219,620	75296,316	0,000	0,000	0,0	0,0

Tableau .4: Tableau des excentricités théoriques.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A4 25A28 49		21,270	13,500	1,064	0,675
2	Etage 2	5A11P2 29A35		21,270	16,300	1,064	0,815
3	Etage 3	6A12P2 30A36		21,270	16,300	1,064	0,815
4	Etage 4	13A16 37A40		21,270	16,300	1,064	0,815
5	Etage 5	296A338P7 29		21,270	16,300	1,064	0,815
6	Etage 6	121 267 269 28		21,270	16,300	1,064	0,815
7	Etage 7	604A616P3 61		21,270	16,300	1,064	0,815
8	Etage 8	565A573 576A		21,270	16,300	1,064	0,815
9	Etage 9	518 521 524A5		21,270	16,300	1,064	0,815
10	Etage 10	246A265 270A		21,270	16,300	1,064	0,815
11	Etage 11	1527A1534 16		3,470	4,900	0,173	0,245

Tableau5: Tableau des excentricités accidentelles.

Les excentricités accidentelles( $e_{x1}$ ,  $e_{y1}$ )On doit vérifier que :

$$e = \max \quad 0.05 \left\{ X \text{ lmax} ; e_0 \geq e_0 \right\}$$

$$e_x = \max \quad 0.05 \left\{ X \text{ 21.27} ; 0.01 \right\} = 1.06 \geq 0.16$$

$$e_y = \max \quad 0.05 \left\{ X \text{ 13.50} ; 0.13 \right\} = 0.67 \geq 0.029$$

Condition vérifiée.

- Affichage de la flèche :  
Pour afficher les flèches, on coche “flèche des barres“.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0,006	0,037	0,17
<b>Barre</b>	98	1534	32
<b>Cas</b>	13 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			
<b>MIN</b>	-0,005	-0,033	-0,17
<b>Barre</b>	75	1533	32
<b>Cas</b>	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			

**Tableau .6: Affichage des flèches.**

- Affichage des réactions d'appuis :  
Pour obtenir les réactions d'appuis, on coche “réactions“.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	290,655	248,762	2221,220	42,118	80,985	1,036
<b>Noeud</b>	59	149	59	143	59	143
<b>Cas</b>	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-275,793	-251,209	-1597,916	-43,625	-77,875	-1,035
<b>Noeud</b>	87	143	59	7	87	143
<b>Cas</b>	14 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

**Tableau .7: Affichage des réactions d'appuis**

- Affichage des efforts internes dans les barres :

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche “effort“. Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un clique sur le bouton droit, on choisit “filtre “et on sélectionne les poteaux.

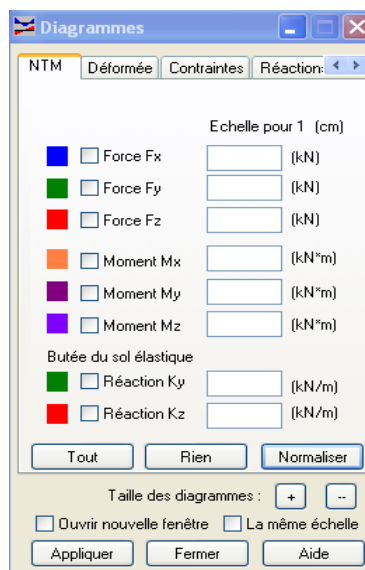
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1593,261	145,258	169,120	35,677	132,044	66,140
Barre	98	125	965	866	355	87
Noeud	115	149	98	75	75	103
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						
<b>MIN</b>	-1199,416	-146,021	-166,806	-26,985	-124,513	-61,863
Barre	1	122	965	866	1056	86
Noeud	1	143	98	75	391	102
Cas	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
Mode						

**Tableau .8 : Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux.**

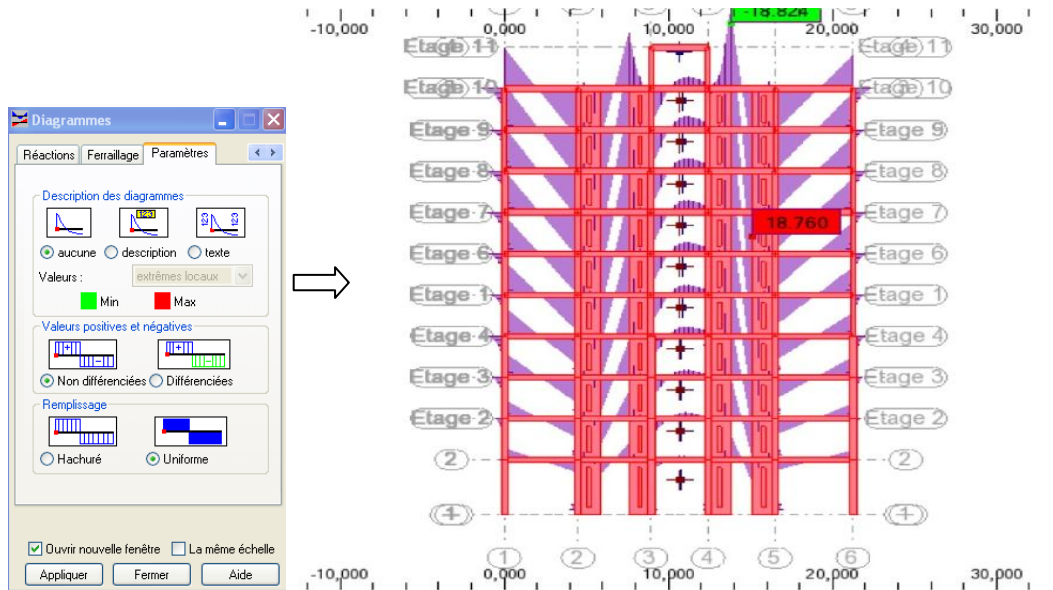
▪ Diagrammes :

La boîte de dialogue “diagramme” permet d’afficher les déformées de la structure et les diagrammes d’efforts internes et des contraintes pour le cas de charge ou combinaison de charge disponible sur la barre d’outils supérieure de robot.

L’option est disponible à partir du menu “résultat”, commande “diagramme-barre”.



**Figure .24 : Affichage des diagrammes.**



**Figure .25: Affichage du moment  $M_y$  et l'effort  $F_x$  dans le portique intermédiaire.**

- Cartographie sur panneaux :

Cette option présente les cartographies ou les isolignes des contraintes, efforts internes et déplacements. L'option est disponible à partir de la commande "résultat", commande "cartographie panneau.

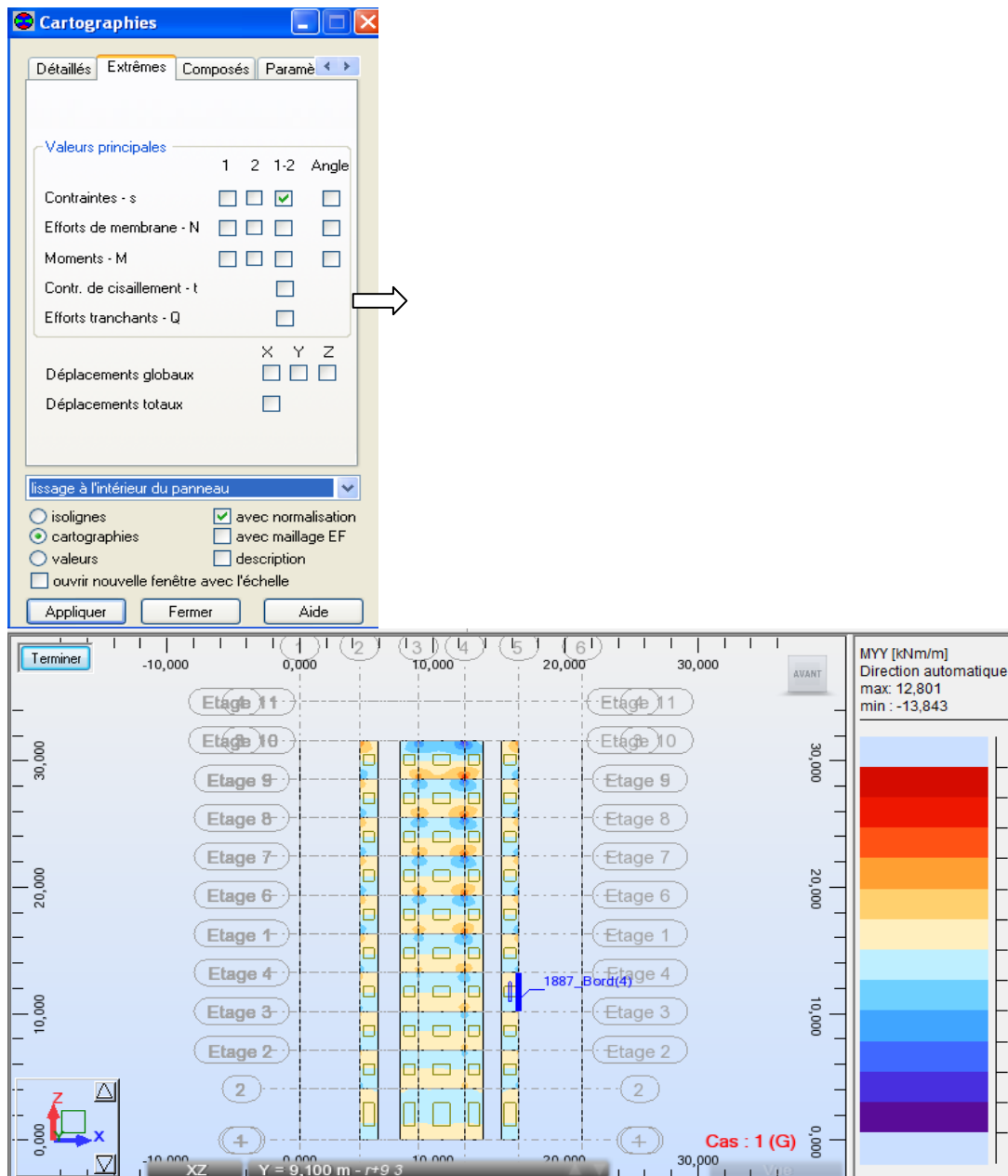


Figure .26: Cartographie sur panneaux.

▪ **Propriétés de l'objet :**

Nous avons la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés, on le sélectionne et avec le bouton droit de la souris on clique sur " propriété de l'objet " Voici un exemple pour le poteau à l'ELU.

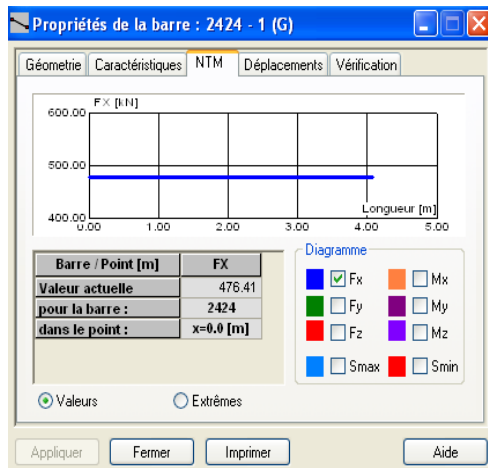


Figure .27: Propriété du poteau.

### Note de calcul :

L'option est accessible à partir du menu "analyse", "note de calcul" puis on choisit simple ou détaillée.

Propriétés du projet: **R+9**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des dynamiques globales:

$$X = 10.663 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.795 \text{ (m)}$$

$$Z = 16.418 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des dynamiques globales:

$$I_x = 200440235.099 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 262225175.422 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 137947639.586 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1908707.759 \text{ (kg)}$$

<u>Description de la structure</u>	Nombre de noeuds:	19870
	Nombre de barres:	925
	Éléments finis linéiques:	4466
	Éléments finis surfaciques:	18197
	Éléments finis volumiques:	0
	Nbre de degrés de liberté stat.:	118134
	Cas:	21
	Combinaisons	16

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G  
 Type d'analyse: Statique linéaire  
 Energie potentielle : 8.70102e+000 (kN\*m)  
 Précision : 9.25913e-007  
 Cas 2 : Q  
 Type d'analyse: Statique linéaire  
 Energie potentielle : 7.24012e-001 (kN\*m)  
 Précision : 9.25903e-007  
 Cas 3 : Modale  
 Type d'analyse: Modale

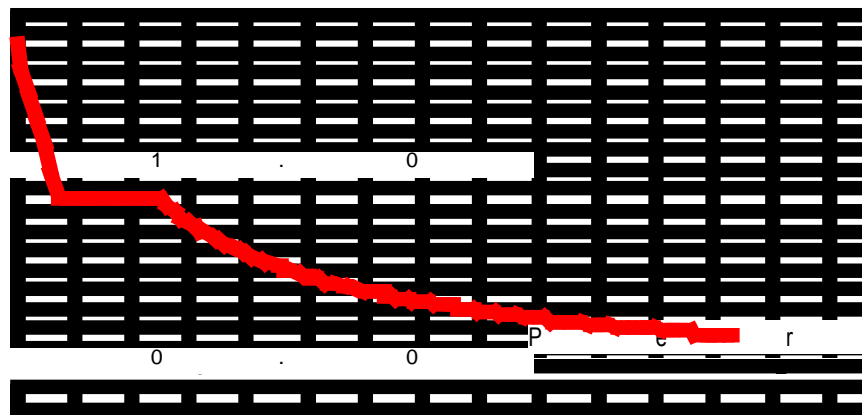
**Excentricité de masse**                      **ex = 0.050 (m)**                      **ey = 0.050 (m)**

**Données:**

Mode d'analyse : Modal  
 Type de matrices de masses : Cohérente  
 Nombre de modes : 10  
 Limites : 0.000  
 Coefficient des masses participantes 90.000

Cas 4 : EX  
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)  
 Direction de l'excitation:  
 X = 1.000  
 Y = 0.000  
 Z = 0.000

A c c é é r a  
 2 0 0



Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000  
 Y = 1.000  
 Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.150  
 Coefficient de comportement: 5.000  
 Amortissement : x = 5.00 %

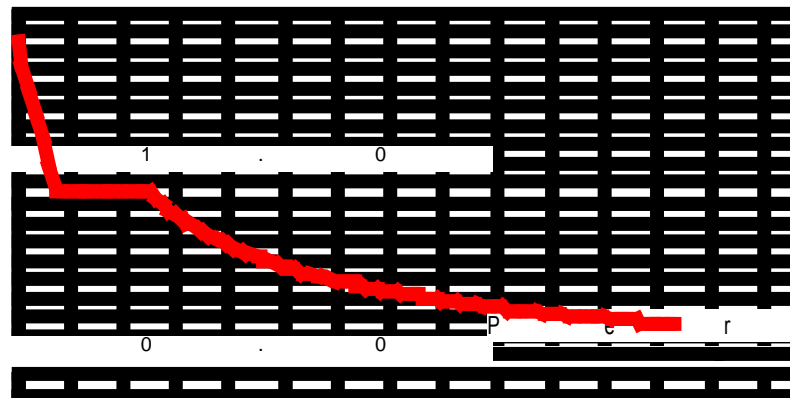
**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\eta)]^{0,5} = 1.000$   
 A = 0.150  
 T<sub>1</sub> = 0.150 T<sub>2</sub> = 0.500

Cas 5 : EY  
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)  
 Direction de l'excitation:

X = 0.000  
 Y = 1.000  
 Z = 0.000

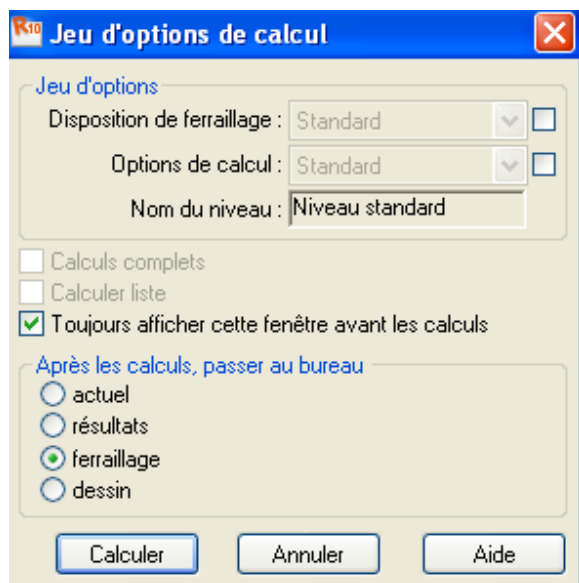
A c 2 c é 0 è r a




**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2





**Figure .29 : calcul de ferrailage.**

Pour afficher le plan d'exécution on clique sur l'icône suivante 

### **V.5.Caractéristiques de la structure :**

- Evaluation du poids de la structure :

Pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations, (Tableau 4.5 RPA 99 version 2003).

<b>Eléments</b>	<b>Charge permanent G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>La charge d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Plancher terrasse</b>	6.29	1.00
<b>Plancher étage courant</b>	5.2	1.5
<b>Acrotère</b>	1	1
<b>Balcon</b>	5.37	3.5
<b>Escalier</b>	/	2.5
<b>Maçonnerie intérieure</b>	1.3	/
<b>Maçonnerie extérieure</b>	2.72	/

**Tableau 9-:Charges permanentes et les charges d'exploitation.**

- Remarque :

Le poids propre des poutres, poteaux, dalles pleines et des voilessont calculés et pris en compte par le logiciel Robot dans la modélisation de la structure.

- Evaluation des charges dynamiques :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, pour le calcul il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel Robot qui contient dans sa base de données le RPA 99 version 2003.

- 
- Les paramètres du spectre :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone

**$\eta$**  : coefficient de correction d'amortissement

**Q** : facteur de qualité.

**$T_1, T_2$**  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**R** : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

$\zeta$  : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas  $\zeta = 7\%$  (construction mixte).

$$\Rightarrow \eta = 1.83$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

**R** = 5 mixte Portiques/voiles (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

$T_2$  et  $T_1$ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau

$$4.7(\text{RPA99}) \text{ Site : S3 (meuble)} \Rightarrow \mathbf{T_1 = 0,15 \text{ sec}} \quad \mathbf{T_2 = 0,50 \text{ sec}}$$

- DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

- CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

- Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone :IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments d'habitation collective, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient comportement** : mixte portiques /voiles avec interaction.
- **Remplissage : Dense**(Cloisons en maçonnerie)
- **Site : S2**site meuble(Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
- **Facteur de qualité (Q)**: Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- **P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". La régularité en plan et en élévation.

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

- La qualité du contrôle de la construction

$$Q=1+\sum P_q$$

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

- Régularité en plan et en élévation :Art 4.3.3 RPA 2003 :

Il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle  $\longrightarrow$  **q<sub>2</sub> = q<sub>3</sub> = 0**

- Redondance en plan et conditions minimales sur les fils de contreventement :

Ces deux critères sont observés  $\longrightarrow$  **q<sub>1</sub> = q<sub>4</sub> = 0**

- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères ne sont pas observés  $\longrightarrow$  **q<sub>5</sub> = 0.05**

**q<sub>6</sub> = 0.1**

Conclusion : Le facteur de qualité est égal à **1.15**

Le calcul du centre de gravité se fera avec le logiciel Robot dont on trouve les Coordonnées suivantes dans le menu « Analyse »  $\rightarrow$  « note de calcul ».

**X = 10.63 (m)**

**Y = 6.793 (m)**

**Z = 16.418 (m)**

**vi-Evaluation de la masse de la structure :**

- Facteur d'amplification dynamique moyen :

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale (T) :

$$D_X = 2.5 \left\{ \begin{array}{l} \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \end{array} \right. \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$D_Y = 2.5 \left\{ \begin{array}{l} \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \end{array} \right. \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times 1,83 \left( \frac{0,5}{0,66} \right)^{\frac{2}{3}} = 3.8 \\ D_y = 2,5 \times 1,83 \left( \frac{0,5}{0,61} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.01 \end{array} \right.$$

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{12} W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge, la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

$$W_{Gi} = 16639.301 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 4113.835 \text{ KN (d'après Robot).}$$

$$\text{Poids total du bâtiment : } W = 16639.301 + 0.2 (4113.835) = 17462.668 \text{ KN.}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1].}$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \cdot 3.811 \cdot 1.15}{3.5} \cdot 17462.668 = 3279.11 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \cdot 4.01 \cdot 1.15}{3.5} \cdot 17462.668 = 3451.24 \text{ KN}$$

- Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que :

$$V_{\text{dyn}} > 80\% \cdot V_{st}$$

**V dyn:** Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel Robot.

$$V_x \text{ (dyn)} = 3279.11 \text{ kN} \quad V_y \text{ (dyn)} = 3451.24 \text{ kN}$$

D'où :

$$V_x \text{ (dyn)} = 17462.668 \text{ kN} > 80\% \cdot V_{st} = 3451.24 \text{ kN.} \quad \Longrightarrow \text{ V é r i f i é e.}$$

$$V_y \text{ (dyn)} = 17462.668 \text{ kN} > 80\% \cdot V_{st} = 1684.784 \text{ kN.} \quad \Longrightarrow \text{ V é r i f i é e.}$$

### **V.6. Combinaisons de charge :**

Les sollicitations à prendre en considération sont imposées par le BAEL 91 et le RPA 99 ; qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables. Elles sont résumées dans le tableau suivant.

<b>BAEL 99</b>	<b>ELU</b>	1.35G+1.5Q
	<b>ELS</b>	G+Q
<b>RPA99</b>	<b>ACC</b>	0.8G±E
		G+Q±E

**Tableau .10 : Combinaisons d'actions.**

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Remarque :**

L'action du vent est négligeable devant celle du séisme, c'est pour qu'elle n'est pas prise en considération.

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

-La période est vérifiée.

-Le pourcentage de participation massique est vérifié.

-Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.

-L'effort tranchant à la base est vérifié.

-L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

**V.6. Les efforts internes dans les différents éléments :**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous,

selon les différentes combinaisons.

**a) Dans les poutres :**

- Les efforts dans les poutres principales :

Poutres. P	Efforts			Eléments	Combinaison
Travée	Moments	M <sub>U</sub>	26.36	558	ELU
		M <sub>S</sub>	19.005	558	ELS
Appuis	Moments	M <sub>SUP</sub>	-108.51	766	G+Q+EX
		M <sub>INF</sub>	108.510	355	0.8G-EX

**Tableau11 : Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres principales.**

- Les efforts dans les poutres secondaires

Poutres. P	Efforts			Eléments	Combinaison
Travée	Moments	M <sub>U</sub>	26.33	558	ELU
		M <sub>S</sub>	18.98	558	ELS
Appuis	Moments	M <sub>SUP</sub>	-108.52	1056	G+Q+EY
		M <sub>INF</sub>	110.93	355	G+Q-EY

**Tableau .12: Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres secondaires.**

**b) Dans les poteaux :**

Poteaux	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Elément /nœud	Les combinaisons
---------	--------------------	---------------	---------------	------------------

<b>40X40</b>	$N_{MAX}$	1385.164	$M_{COR}$	3.116	<b>115</b>	<b>G+Q+EX</b>
	$N_{MIN}$	-970.026	$M_{COR}$	-37.76	<b>59</b>	<b>0.8 G -EX</b>
	$N_{COR}$	1465.85	$M_{MAX}$	<b>56.78</b>	<b>96</b>	<b>G+Q+EY</b>
<b>35X30</b>	$N_{MAX}$	1244.78	$M_{COR}$	50.97	<b>143</b>	<b>G+Q+EY</b>
	$N_{MIN}$	-1029.78	$M_{COR}$	-46.084	<b>7</b>	<b>0.8 G -EY</b>
	$N_{COR}$	1191.21	$M_{MAX}$	45.82	<b>7</b>	<b>0.8 G+EY</b>
<b>30X30</b>	$N_{MAX}$	1244.787	$M_{COR}$	50.979	<b>143</b>	<b>G+Q+EY</b>
	$N_{MIN}$	-977.44	$M_C$ OR	55.76	<b>1</b>	<b>G+Q-EY</b>
	$N_{COR}$	1244.78	$M_{MAX}$	50.97	<b>86</b>	<b>G+Q+EY</b>

**Tableau VI.8 : Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poteaux.**

**b) Dans les voiles : LONGITUDINAUX**

<b>Niveau</b>	<b>Efforts</b>		<b>Combinaison</b>
<b>(8à11)</b>	<b>N (KN)</b>	<b>673.711</b>	<b>G+Q-Ex</b>
	<b>T (KN)</b>	<b>115.824</b>	<b>G+Q+Ey</b>
	<b>M (KN.M)</b>	<b>13.237</b>	<b>G+Q-Ey</b>
<b>(4à 8 )</b>	<b>N (KN)</b>	<b>673.711</b>	<b>G+Q-Ex</b>
	<b>T (KN)</b>	<b>115.824</b>	<b>G+Q+Ey</b>
	<b>M (KN.M)</b>	<b>4.68</b>	<b>0.8G -Ey</b>
<b>(RDC à3)</b>	<b>N (KN)</b>	<b>673.711</b>	<b>G+Q-Ex</b>
	<b>T (KN)</b>	<b>115.824</b>	<b>G+Q+Ey</b>
	<b>M (KN.M)</b>	<b>4.68</b>	<b>0.8G -Ey</b>

## TRANSVERSAUX

Niveau	Efforts		Combinaison
(9 à 12)	N (KN)	683.79	G+Q-Ey
	T (KN)	21.78	G+Q+Ex
	M (KN.M)	13.23	G+Q+Ex
(5 à 8)	N (KN)	683.80	G+Q-Ey
	T (KN)	40.31	G+Q+Ex
	M (KN.M)	3.10	G+Q+Ex
(RDC à 4)	N (KN)	683.79	G+Q-Ey
	T (KN)	40.31	G+Q+Ex
	M (KN.M)	7.85	0.8G -Ex

**VI-1. ferrailage des poutres :****VI.1.1. Introduction :**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par **ROBOT**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

$$1.35G + 1.5Q : \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q : \text{à l'ELS.}$$

$$G + Q \mp Ex: \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0.8 G \mp Ey: \text{RPA99 révisé 2003.}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone IIa.

**VI.1.2. Ferrailage des poutres :**

- **Armatures longitudinales :**

Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

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

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{et } \gamma_b = 1.5$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera

$$\text{donnée par la formule : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit : Calcul de  $M_\ell$  ;  $M_\ell = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$  et  $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec  $M_u$  : moment sollicitant.

$M_\ell$  : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_t d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

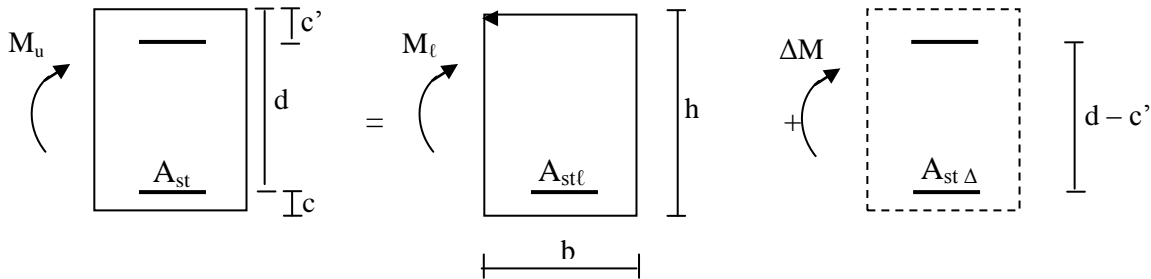


Fig.VI.1.1.schéma de calcul en flexion simple

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

➤ **poutres secondaires :**

- En travée :

Niveau	M <sub>u</sub> (KNm)	μ	obs	β	A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée
9	23.99	0.045	SSA	0.978	2.01	6	3HA14	4.62
8	33.01	0.063	SSA	0.968	2.80	6	3HA14	4.62
7	31.43	0.060	SSA	0.969	2.66	6	3HA14	4.62
6	29.73	0.056	SSA	0.971	2.51	6	3HA14	4.62
5	27.60	0.052	SSA	0.973	2.33	6	3HA14	4.62
4	24.77	0.047	SSA	0.975	2.08	6	3HA14	4.62
3	22.16	0.042	SSA	0.979	1.85	6	3HA14	4.62
2	18.05	0.034	SSA	0.983	1.50	6	3HA14	4.62
1	13.98	0.026	SSA	0.987	1.16	6	3HA14	4.62
RDC	7.83	0.015	SSA	0.993	0.64	6	3HA14	4.62

Tableau 1 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

- Aux appuis :

Niveau	$M_u$ (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A adoptée
9	15.33	0.029	SSA	0.986	1.27	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
8	14.34	0.027	SSA	0.986	1.19	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
7	13.63	0.026	SSA	0.987	1.13	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
6	13.19	0.025	SSA	0.987	1.09	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
5	12.12	0.023	SSA	0.988	1.00	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
4	10.81	0.020	SSA	0.990	0.89	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
3	9.15	0.017	SSA	0.991	0.75	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
2	8.00	0.015	SSA	0.992	0.66	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
1	6.00	0.011	SSA	0.995	0.49	6	3HA14filan+3T12chap	8.01
RDC	6.29	0.012	SSA	0.994	0.51	6	3HA14filan+3T12chap	8.01

Tableau 2 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (aux appuis)

➤ Poutres principales :

• En travée :

Niveau	$M_u$ (KNm)	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A adoptée
9	35.08	0.051	SSA	0.974	2.58	6.75	3HA14	4.62
8	27.52	0.040	SSA	0.980	2.01	6.75	3HA14	4.62
7	27.57	0.040	SSA	0.980	2.02	6.75	3HA14	4.62
6	27.41	0.040	SSA	0.980	2.01	6.75	3HA14	4.62
5	27.35	0.040	SSA	0.980	2.01	6.75	3HA14	4.62
4	27.35	0.040	SSA	0.980	2.01	6.75	3HA14	4.62
3	26.34	0.038	SSA	0.981	1.92	6.75	3HA14	4.62
2	45.98	0.067	SSA	0.965	3.42	6.75	3HA14	4.62
1	45.42	0.066	SSA	0.966	3.37	6.75	3HA14	4.62
RDC	74.04	0.108	SSA	0.943	5.64	6.75	3HA16	6.03

Tableau 3 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

• Aux appuis :

Niveau	Mu (KNm)	$\mu$	obs.	$\beta$	Aa (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A adoptée
9	50.39	0.07	SSA	0.964	3.75	6.75	3HA14 (filant) +3HA12 (chap)	8.01
8	43.24	0.063	SSA	0.968	3.21	6.75	3HA14 (filant) +3HA12 (chap)	8.01
7	43.16	0.063	SSA	0.968	3.20	6.75	3HA14 (filant) +3HA12 (chap)	8.01
6	43.25	0.063	SSA	0.968	3.21	6.75	3HA14 (filant) +3HA14 (chap)	9.24
5	43.23	0.063	SSA	0.968	3.20	6.75	3HA14 (filant) +3HA14 (chap)	9.24
4	43.14	0.063	SSA	0.968	3.20	6.75	3HA14 (filant) +3HA14 (chap)	9.24
3	44.00	0.064	SSA	0.967	3.27	6.75	3HA14 (filant) +3HA14(chap)	9.24
2	44.47	0.065	SSA	0.967	3.30	6.75	3HA14 (filant) +3HA14 (chap)	9.24
1	79.54	0.11	SSA	0.942	6.06	6.75	3HA14 (filant) +3HA14(chap)	9.24
RDC	123.53	0.18	SSA	0.900	9.86	6.75	3HA16 (filant) +3HA14(chap)	10.65

**Tableau 4: Ferrailage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)**

### **VI.1.3. Les recommandations du RPA 2003:**

#### **a) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

- Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$  en toute section.

- Poutres principales (30×45) cm<sup>2</sup> :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires (30×40) cm<sup>2</sup> :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .

Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$  en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$  en zone de recouvrement.

- **Poutres principales:**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Longueur minimale de recouvrement: La longueur minimale de recouvrement est  $50 \Phi$

### **b) Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :  $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### **VI.1.4. Vérifications à L'ELU :**

#### **a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- **Poutres principales de (30×45) cm<sup>2</sup>:**  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$

Dou  $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  vérifiée. (En Travée)

$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  vérifiée. (En Appuis)

- **Poutres secondaires de (30×40) cm<sup>2</sup>:**  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$

Dou  $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  vérifiée. (En Travée)

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  vérifiée. (En Appuis)

**b) Justification de l'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

- **Poutres secondaires :**  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{34.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.31 \text{ MPa}$
- **Poutres principales :**  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{145.255 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 1.15 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

**c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91.art A.5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui:  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appui, une section

d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Poutres principales: } 145.225 - \frac{132.033}{0.9 \times 0.42} = -204.06 < 0 \\ \text{- Poutres secondaires : } 38.95 - \frac{26.33}{0.9 \times 0.37} = -40.11 < 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales :  $T_u = 145.225 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.42 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{KN}.$

- Poutres secondaires :  $T_u = 38.95 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{KN}.$

**e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**  
**(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91) :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

**-Poutres secondaires :**  $\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{38.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.37 \times 0.2637} = 0.44 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots \text{ Condition vérifiée, donc il n ya pas risque}$$

d'entraînement des barres.

**-Poutres principales :**  $\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144 \text{cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{145.255 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.42 \times 0.3014} = 1.27 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots \text{ Condition vérifiée, donc il n ya pas risque}$$

d'entraînement des barres.

**Conclusion** : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

**f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour les T<sub>14</sub> :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0.4 l_s$ , pour les aciers HA.

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19.75 \text{ cm}$ .

**g) Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1.14 ; 1.2 ; 3) \quad \text{où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira un cadre et un étrier ; soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**h) Calcul des espacements :**

- **Poutres principales (30×45) :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{45}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm} \right) \leq (11.25 ; 16.8 ; 30)$$

Soit à prendre :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} \equiv \frac{45}{2} \equiv 22.5 \text{ cm}$$

Soit à prendre :  $st = 15 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires (30×40) :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right) \equiv 10\text{cm}$$

Soit à prendre :  $S_t = 10\text{cm}$

**Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2} \equiv \frac{40}{2} \equiv 20\text{cm}$

Soit à prendre :  $S_t = 15\text{cm}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.

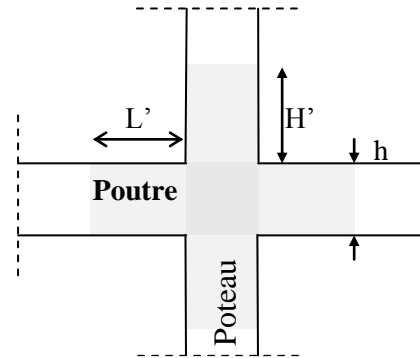


Fig.VI.1.2: délimitation de la zone nodale

On aura :  $H' = \max\{61.33 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm}$  : poutre principales

$L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$  : poutre secondaires.

**NB :** Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

❖ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 > A_t^{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.1.5 : Vérification à l'ELS :**

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

• **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \sigma_{bc}^{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$  (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$ .

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	$M_s$ (KNm)	A adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	23.99	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	163.37	7.972	15	vérifiée
8	33.01	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	224.80	10.700	15	vérifiée
7	31.43	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	214.04	10.445	15	vérifiée
6	29.73	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	202.46	9.880	15	vérifiée
5	27.60	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	187.96	9.172	15	vérifiée
4	24.77	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	168.68	8.231	15	vérifiée
3	22.16	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	150.91	7.364	15	vérifiée
2	18.05	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	122.92	5.998	15	vérifiée
1	13.98	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	95.21	4.646	15	vérifiée
RDC	7.83	4.62	0.439	0.859	20.46	0.0488	53.32	2.602	15	vérifiée

**Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS**

Niveau	$M_s$ (KNm)	A adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	15.33	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	62.02	4.093	15	vérifiée
8	14.34	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	58.02	3.829	15	vérifiée
7	13.63	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	55.14	3.639	15	vérifiée
6	13.19	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	53.36	3.521	15	vérifiée
5	12.12	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	49.03	3.236	15	vérifiée
4	10.81	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	43.73	2.886	15	vérifiée
3	9.15	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	37.01	2.442	15	vérifiée
2	8.00	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	32.36	2.136	15	vérifiée
1	6.00	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	24.27	1.601	15	vérifiée
RDC	6.29	8.01	0.762	0.834	15.12	0.066	25.44	1.679	15	vérifiée

Tableau 6 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_s$ (KNm)	A adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	35.08	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	209.24	9.625	15	vérifiée
8	27.52	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	164.15	7.550	15	vérifiée
7	27.57	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	164.45	7.564	15	vérifiée
6	27.41	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	163.49	7.520	15	vérifiée
5	27.35	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	163.13	7.503	15	vérifiée
4	27.35	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	163.13	7.503	15	vérifiée
3	26.34	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	157.11	7.225	15	vérifiée
2	45.98	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	274.26	12.616	15	vérifiée
1	45.42	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	270.92	12.462	15	vérifiée
RDC	74.04	4.62	0.385	0.864	21.76	0.046	441.63	20.315	15	vérifiée

Tableau 7 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	Ms (KNm)	A adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
9	50.39	8.01	0.67	0.840	16.25	0.061	399.92	24.395	15	vérifié
8	43.24	8.01	0.67	0.840	16.25	0.061	343.17	20.933	15	vérifié
7	43.16	8.01	0.67	0.840	16.25	0.061	342.53	20.894	15	vérifié
6	43.25	9.24	0.77	0.834	15.12	0.066	343.25	22.654	15	vérifié
5	43.23	9.24	0.77	0.834	15.12	0.066	343.09	22.643	15	vérifié
4	43.14	9.24	0.77	0.834	15.12	0.066	342.38	22.590	15	vérifié
3	44.00	9.24	0.77	0.834	15.12	0.066	349.20	23.047	15	vérifié
2	44.47	9.24	0.77	0.834	15.12	0.066	352.93	23.293	15	vérifié
1	79.54	8.01	0.67	0.840	15.12	0.061	631.26	38.507	15	vérifié
RDC	123.53	8.01	0.67	0.840	15.12	0.061	980.39	59.804	15	vérifié

**Tableau 8 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS**

❖ **Etat limite de déformation du béton :**

La valeur de la flèche développée au niveau des poutres donnée par Robot est de  $f=0,172\text{cm}$  pour les poutres principales et  $f= 0,037\text{ cm}$  pour les poutres secondaires.

La flèche admissible est de  $\bar{f} = \frac{L}{500}$

• **Les poutres principales :**

$$\text{de } \bar{f} = 0.1314\text{cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} \equiv 0.98\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Les poutres secondaires :**

$$\text{De } \bar{f} = 0.1314\text{cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} \equiv 0.95\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

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



## **VI.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX :**

### **VI.2.1. Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$  → à l'ELU.
- $G+Q$  → à l'ELS.
- $G+Q+E$  → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$  → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

### **VI.2.2.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**

#### **a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{cm}^2$

Poteaux (30×35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40=96\text{cm}^2$

Poteaux (30×35) :  $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 35=63\text{cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 30= 54\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40= 64\text{cm}^2$

Poteaux (30×35) :  $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 35= 42\text{cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 30= 36\text{cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R=40 \Phi_L^{\min}$  en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone II<sub>a</sub>**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

#### b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

**a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

**D'après le RPA 99 révisée 2003 :**

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min} \text{ En zone courante.}$$

**Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant. il

est pris égal à :

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

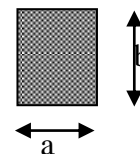
Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

- **Calcul d'élancement (élancement géométrique) :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

**A** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.



$L_f$  : longueur de flambement.

- **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

### VI.2.3. Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent représenter :

#### VI.2.3.1. Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si «  $N$  » et «  $M$  » vérifié la relation :

$$Y = (d - c') N_u - M_f \leq X = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

- a) **Section partiellement comprimée (SPC) :**

- **Calcul de centre de pression :**  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre «  $C$  » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

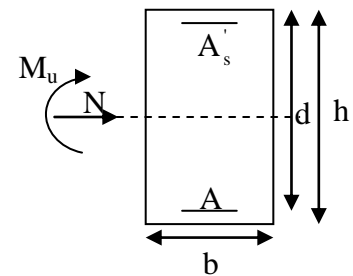
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression «  $C$  » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$Y = N_u (d - c') - M_f \leq X = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$



Avec :

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

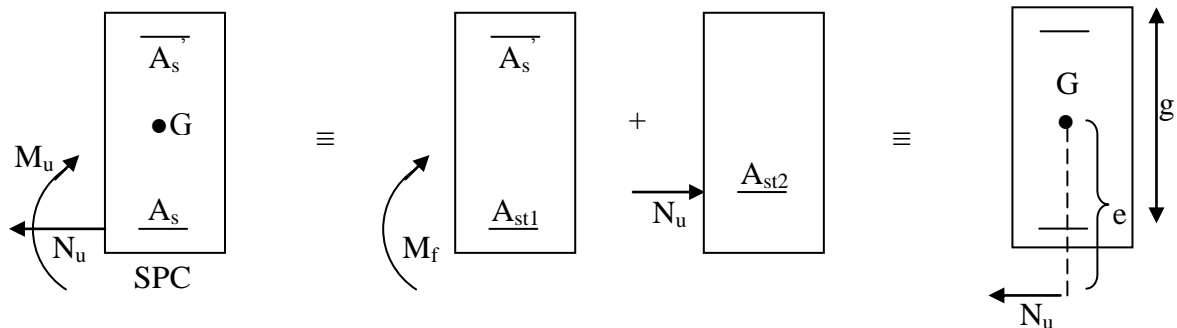
$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

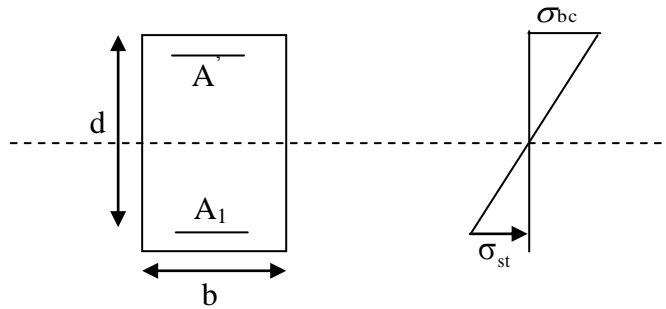
**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

$M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_l}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$\bullet e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

$$\bullet Y = N_u (d - c') - M_f > X = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

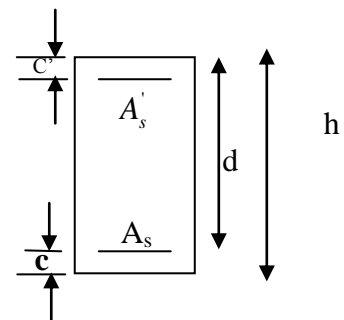
**1<sup>er</sup> cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$Y = N(d - c') - M_f \geq X = \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$



$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$Y = \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 \langle N_u (d - c') \rangle X = \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

**VI.2.3.2. Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \langle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \rangle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Avec :  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

On doit vérifier que :

a) Section partiellement comprimée :

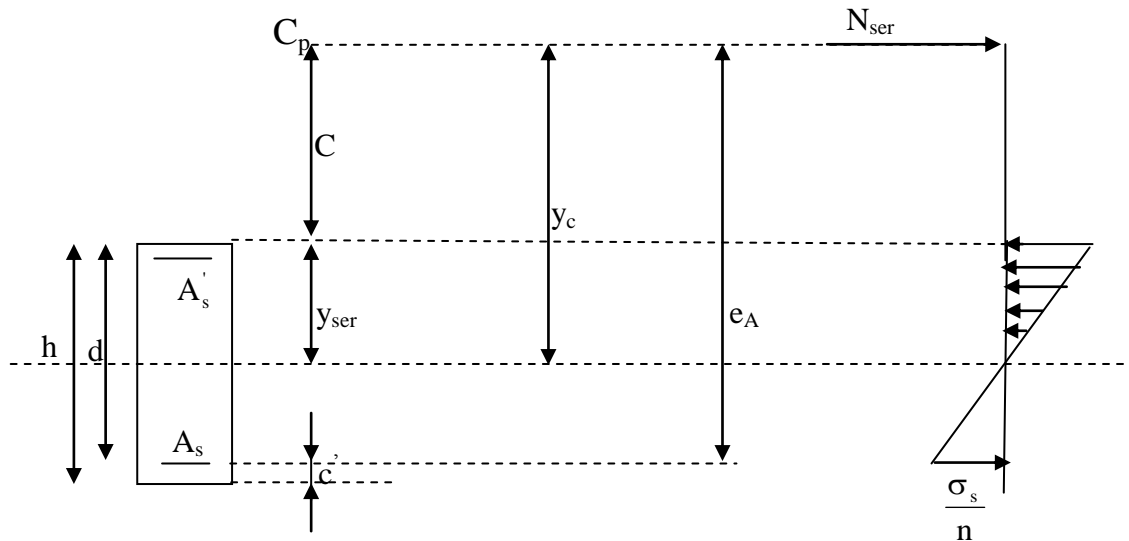


Fig.VI.2.1. Position de centre de pression.

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V'}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

a-2) Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$B_0 = b \cdot h + 15(A_s + A_s') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V'$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V' = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A_s' \cdot d) \right] \\ V = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 [A \cdot (V - c)^2 + A' \cdot (V' - c')^2]$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} \cdot S_{xx'} = \frac{b}{3} \cdot y_{ser}^2 + 15 [A' \cdot (y_{ser} - c') + A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad c_1 = \frac{h}{2} - e_s.$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c_1^2 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c_1 - c') + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c_1)$$

$$q = -2 \cdot c_1^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c_1 - c')^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c_1)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

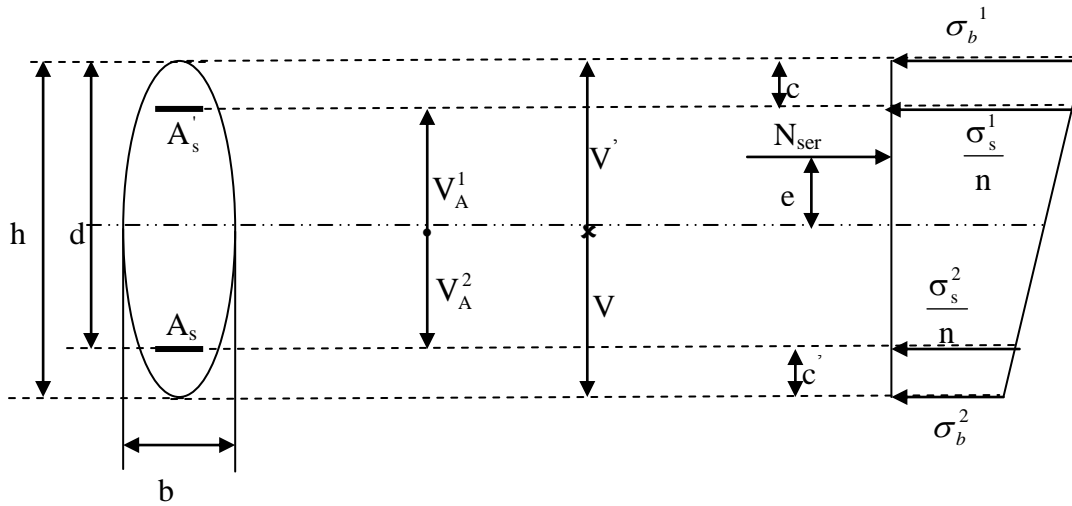
$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_c = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

**VI.2.4.- Ferraillage des poteaux a l'ELU :**

Niveaux	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (m)	(h/2)-c	M <sub>r</sub>	Y	X	Nature
RDC 1.2.3	40x 40	Nmax	1593.095	26.261	0.016	0.175	305.05	236.602	251.056	SPC
		Nmin	-16.746	-62.279	3.719	0.175	-65.20	-65.385	251.056	SPC
		Mmax	336.068	66.175	0.196	0.175	124.986	-10.728	251.056	SPC
4.5.6.7	30x35	Nmax	634.687	9.141	0.014	0.150	104.34	111.453	139.632	SPC
		Nmin	21.396	-8.666	-0.405	0.150	11.870	-4.595	139.632	SPC
		Mmax	297.243	48.225	0.162	0.150	55.819	45.243	139.632	SPC
8.9.10.11	30 x 30	Nmax	214.131	11.233	0.052	0.125	37.999	34.805	98.150	SPC
		Nmin	-4.724	-8.268	1.750	0.125	8.858	-10.635	98.150	SPC
		Mmax	39.653	84.425	2.129	0.125	89.381	-75.898	98.150	SPC

Suite :

sections	sollicitations	Nc	M(KN.m)	Nature	U	$\beta$	Af (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	Choix (A <sub>1</sub> )(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub>
<b>40x 40</b>	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	1593.095	<b>26.261</b>	SPC	0.392	0.732	32.42	0.00	12.8	<b>4HA20+4HA16</b>	20.60
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-16.746	<b>-62.279</b>	SPC	0.083	0.957	5.30	4.930	12.8	<b>4HA20+4HA16</b>	20.60
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	336.068	66.175	SPC	0.160	0.912	10.64	7.240	12.8	<b>4HA20+4HA16</b>	20.60
<b>30x35</b>	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	634.687	9.141	SPC	0.239	0.862	9.40	5.300	8.4	<b>8HA16</b>	16.08
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	21.396	-8.666	SPC	0.027	0.987	0.93	0.00	8.4	<b>8HA16</b>	16.08
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	297.243	48.225	SPC	0.128	0.931	5.384	0.00	8.4	<b>8HA16</b>	16.08
<b>30 x 30</b>	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	214.131	11.233	SPC	0.122	0.935	3.156	0.00	7.2	<b>8HA14</b>	12.32
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-4.724	-8.268	SPC	0.028	0.986	0.697	8.9	7.2	<b>8HA14</b>	12.32
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	39.653	84.425	SPC	0.288	0.826	8.404	0.94	7.2	<b>8HA14</b>	12.32

**VI.2.5. Vérification à l'ELS :**

**Calcul des contraintes a l'ELS: SEC**

Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (m)	h /6(m)	Nature	B <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> =A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V' =V	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc1</sub>	σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> <sup>2</sup> =σ <sub>s</sub> <sup>1</sup>	σ <sub>st</sub>	obs
RDC.1.2 .3	40 x 40	Nmax	776.491	16.340	0.021	0.066	SEC	2218	20.60	20	225240.13	1.45	1.45	15	71.01	348	vér
		Nmin	79.914	-2.860	-0.035	0.066	SEC	2218	20.60	20	225240.13	0.61	0.61	15	8.64	348	vér
		Mmax	324.804	24.169	0.074	0.066	SEC	2218	20.60	20	225240.13	6.56	6.56	15	49.32	348	vér
4.5.6.7	35 x30	Nmax	382.258	9.931	0.025	0.058	SEC	1532.4	16.08	17.5	113949.14	2.66	2.66	15	56.37	348	vér
		Nmin	29.889	1.507	0.050	0.058	SPC	1532.4	16.08	17.5	113949.14	0.24	0.24	15	5.80	348	vér
		Mmax	142.818	30.732	0.215	0.058	SPC	1532.4	16.08	17.5	113949.14	5.65	5.65	15	72.63	348	vér
8.9.10. 11	30x 30	Nmax	114.682	10.565	0.0920	0.05	SEC	1269.6	12.32	15	105685.2	1.59	1.59	15	31.54	348	vér
		Nmin	0.00	-7.684	0.000	0.05	SPC	1269.6	12.32	15	105685.2	1.09	1.09	15	13.08	348	vér
		Mmax	37.375	29.057	0.787	0.05	SPC	1269.6	12.32	15	105685.2	4.41	4.41	15	53.90	348	vér

**Vérification des contraintes al'ELS: SPC**

Niv	Section	Sollicitation	N <sub>S</sub> (KN)	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> = A' <sub>S</sub> (Cm <sup>2</sup> )	e <sub>s</sub> (m)	C <sub>1</sub> (Cm)	P (Cm <sup>2</sup> )	q <sub>3</sub> (Cm <sup>3</sup> )	√Δ	Y <sub>c</sub> (Cm)	Y <sub>ser</sub> (Cm)	S <sub>xx'</sub> (Cm <sup>3</sup> )	K x10 <sup>-3</sup> (N/m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub>	Obs
RDC.1.2 .3	40 x 40	Nmax	776.491	16.340	20.60	0.021	17.9	-52.77	-103174.85	103174	35.68	53.58	49092.55	0.018	0.96	15	-4.34	vér
		Nmin	79.914	-2.860	20.60	-0.035	23.5	-340.14	-79257.553	79220.81	34.43	57.93	55560.132	0.0014	0.08	15	-1.54	vér
		Mmax	324.804	24.169	20.60	0.074	12.6	677.835	-72977.591	73293.02	59.27	71.87	83993.08	0.0038	0.27	15	-3.46	vér
4.5.6.7	35 x30	Nmax	382.258	9.931	16.08	0.025	20	-355.80	-81727.00	81686.16	89.54	109.51	12716.040	0.0030	0.32	15	8.58	vér
		Nmin	29.889	1.507	16.08	0.050	12.5	-1192.35	-52146.25	49679.93	2.11	14.61	9370.52	0.0032	0.46	15	-1.20	vér
		Mmax	142.818	30.732	16.08	0.215	-4	1326.84	-45326.14	48995.09	76.18	72.18	59335.52	0.0024	0.17	15	-1.43	vér
8.9.10. 11	30x 30	Nmax	114.682	10.565	12.32	0.0920	5.8	1070.712	-23829.71	27380.74	61.79	67.59	50304.08	0.0022	0.15	15	1.32	vér
		Nmin	0.00	-7.684	12.32	0.000	15	256.60	-35625.00	35660.11	41.48	56.48	36519.90	0.00	0.00	15	0	vér
		Mmax	37.375	29.057	12.32	0.787	-63.7	-1070.71	331874.72	332148.57	53.07	-10.63	5749.96	0.0065	-0.069	15	3.71	vér

**Conclusion :**

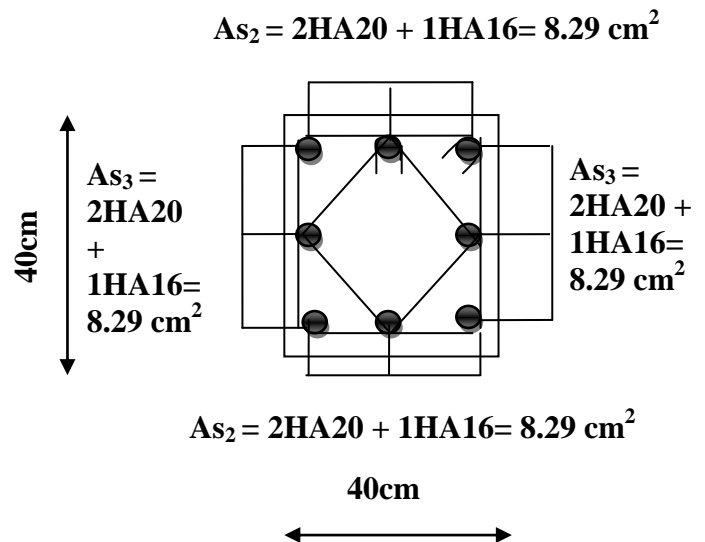
On a opté pour le ferraillage suivant :

- **Poteaux (40 x 40) : 4 HA20 + 4 HA 16**

La section totale de :

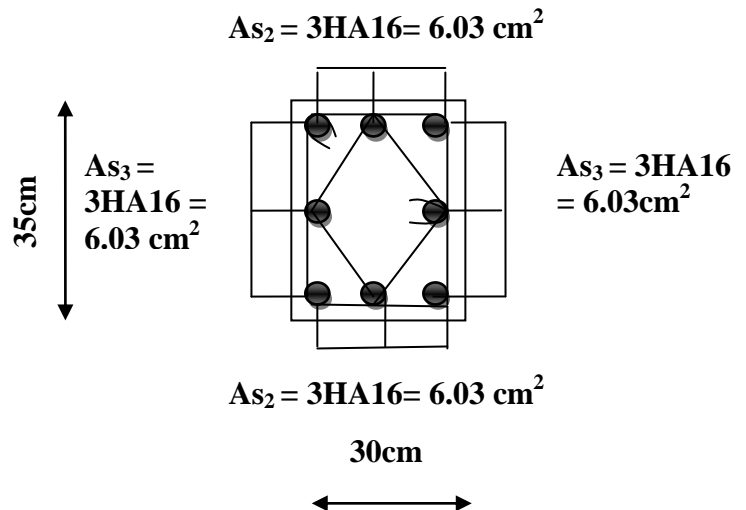
$$4HA20 + 4 HA 16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 16.20 \text{ cm}^2$ )



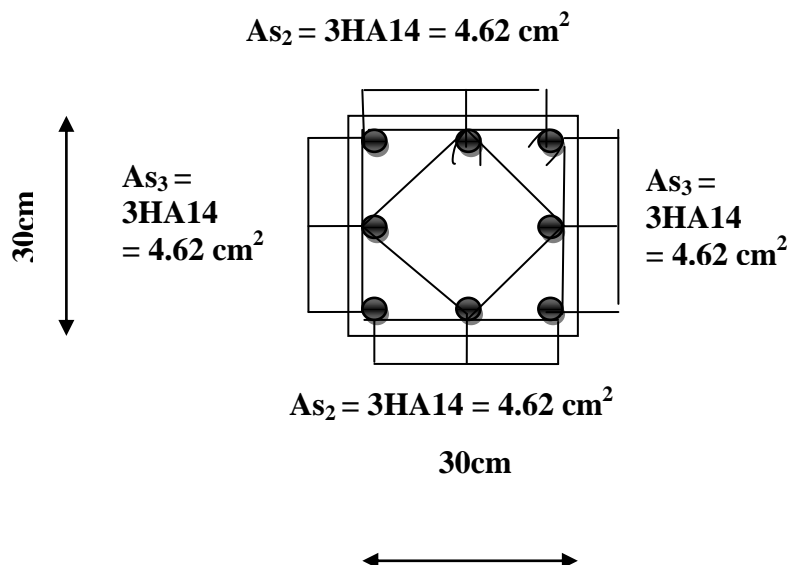
- **Poteaux (30 x 35) : 8HA 16.**

La section totale de 8HA 16 = 16.08 cm<sup>2</sup> est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$ )



- **Poteaux (30 x 30) : 8HA 14.**

La section totale de 8HA 14 = 12.31 cm<sup>2</sup> est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$ )



**VI.2.6. Recommandations et exigences du RPA99 :**

Leur pourcentage maximal est  $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC)} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR)} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) ( cm <sup>2</sup> )	Section Adopté (cm)	A <sub>max</sub> (ZC)	A <sub>max</sub> (ZR)	Observation
RDC,1 2et 3	40×40	20.6	81	121.5	vérifiée
4.5 .6.7	30×35	16.08	64	96	vérifiée
8 . 9.10	30×30	12.32	49	73.5	vérifiée

**a) Armatures transversales :**

(Exemple de calcul pour le RDC)

**a.1) Diamètre des aciers :**

D’après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu’elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

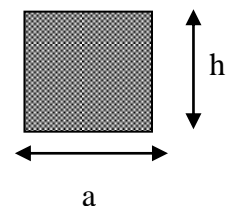
- Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\Phi_t = 8mm$ .
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\Phi 8 (A_t = 2,01cm^2 = 4HA8)$

**a.2) espacement des diameters: (BAEL91/Art8.13)**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 45cm, a + 10cm) = \min(15 \times 1,4.45cm, 40 + 10cm).$$

$$S_t \leq 21cm. \quad \longrightarrow \quad S_t = 15cm$$

Avec **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.



**a.3) Recommandations du (RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22) :**• **En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,4, 15cm) = 14cm.$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq (15\Phi_L^{\min}) = 21cm.$$

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

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10cm.$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15cm.$$

**Commentaire :**

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en **U** superposées (avec : alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ Poteaux de RDC :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{408-40}{6}; 40; 40; 60\right) = 61.33$$

$$\text{Soit } h' = 61cm$$

**Soit 6 cadres espacés de 10 cm.**

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h$  : hauteur de la poutre.

➤ Poteaux d'étage courant :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60\right) = 60$$

$$\text{Soit } h' = 60 \text{ cm}$$

**Soit 6 cadres espacés de 10 cm.**



**L<sub>0</sub>=408cm**

➤ Poteau de (40×40) :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$

**L<sub>0</sub>=306cm**

➤ Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$

➤ Poteau de (30×35) cm<sup>2</sup> :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$

➤ Poteau de (30×30) cm<sup>2</sup> :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$

On remarque que :  $\lambda > 5$  donc  $\rho_1 = 2.5$

**En zone nodale (S<sub>t</sub> = 10cm) :**

➤ Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de (30×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de (30×30) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$ .

**En zone courante (S<sub>t</sub> = 15cm):**

➤ Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 14 \times 40 = 1.68 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de (30×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 14 \times 30 = 1.26 \text{ cm}^2$ .

➤ Poteau de (30×30) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 14 \times 30 = 1.26 \text{ cm}^2$ .

**Conclusion :** les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres T8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**VI.2.7. Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_e f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_e$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

NIV	$V_u$ (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	<b>b</b> (cm)	<b>h<sub>1</sub></b> (cm)	<b>A<sub>t</sub></b>	<b>A<sub>adpt</sub></b>	<b>S<sub>t</sub></b> (cm) nodale	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	OBS.
<b>RDC</b>	58.08	24.73	0.075	40	40	1.2	2,01	10	0.038	1.87	Vérifiée
<b>1.2.3</b>	58.66	18.55	0.075	40	40	1.2	2,01		0.039	1.87	Vérifiée
<b>4.5. 6.7</b>	37.58	21.20	0.075	30	35	0.90	2,01		0.0385	1.87	Vérifiée
<b>8.9.10.11</b>	37.58	24.73	0.075	30	30	0.90	2,01		0.045	1.87	Vérifiée

**VI.2.8. Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122) :**

$$L_R = 40 \Phi \quad (FeE400, \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

### **VI.3.FERRAILLAGE DES VOILES :**

#### **VI.3.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et a des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone II : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup>
- Zone III : 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup>

#### **VI.3.2. Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

**VI.3.3. Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

**VI.3.4. Ferrailage des voiles :**

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

**• Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

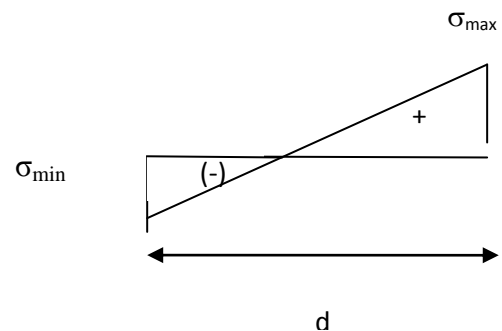
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : I : inertie du voile.

L : la longueur du voile.

B : section du béton.

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$



Nota : Le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats de la Modélisation.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la

Condition suivante :

$$D'après le RPA 99 (Art. 7.7.4) : d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Avec :

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : la hauteur libre du voile

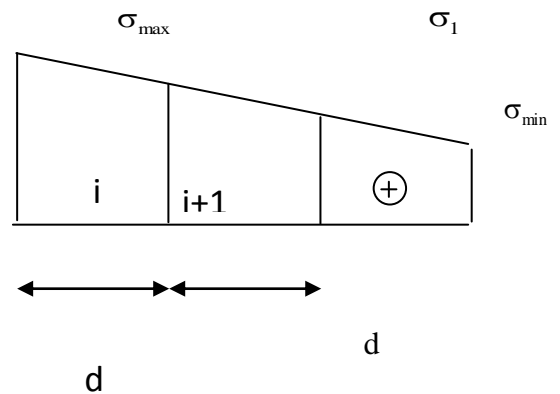
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l$$

La longueur de la zone tendue est :  $L_t = L - L_c$

**a) Section entièrement comprimée :**

$\sigma_2$



$$N_{u_i} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

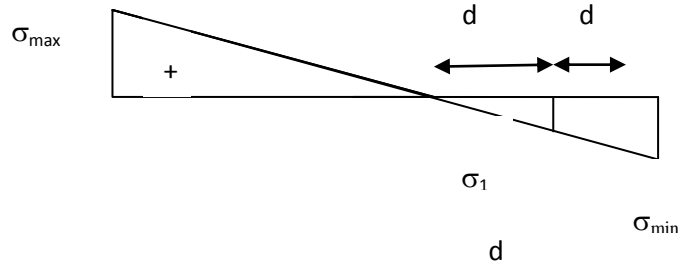
$$N_{u_{i+1}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

**b) Section partiellement comprimée :**

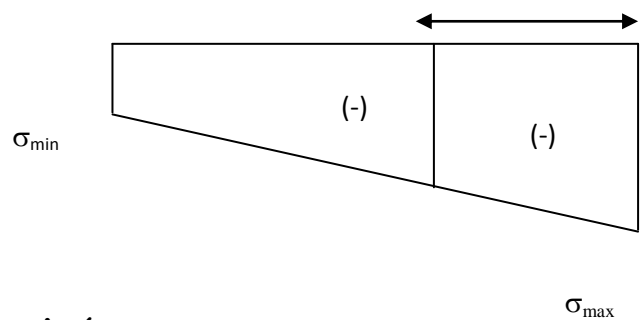
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



**c) Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**VI.3.5. Détermination des armatures :**

**VI.3.5.1. Pour une section entièrement comprimée :**

- **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

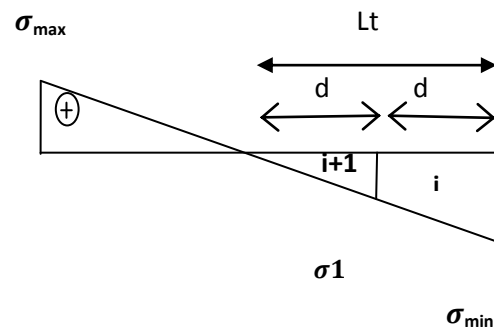
Avec : B : Section du béton comprimé.

**VI.3.5.2. Pour une Section entièrement tendue :**

- **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348$  MPa (contrainte de l'acier).



- **Armatures minimales :**

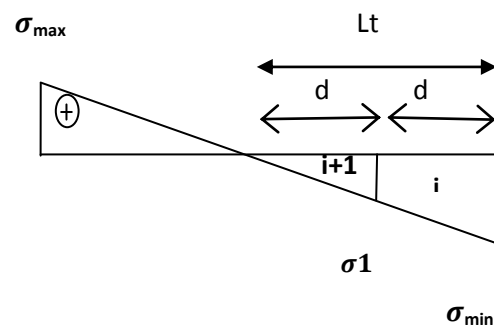
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**II-2-3- Pour une Section partiellement comprimée :**

- **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348$  MPa (contrainte de l'acier).



- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendue.

**VI.3.6. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$  Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$  En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :  $A_V$  : section d'armatures verticales.

$B$  : section du béton.

- \_ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- \_ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

### **VI.3.7. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### **VI.3.8. Les potelets :**

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

### **VI.3.9. Ferrailage minimal :**

D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 :  $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec :  $B$  : section du béton.

**VI.3.9.1. Disposition constructives :**

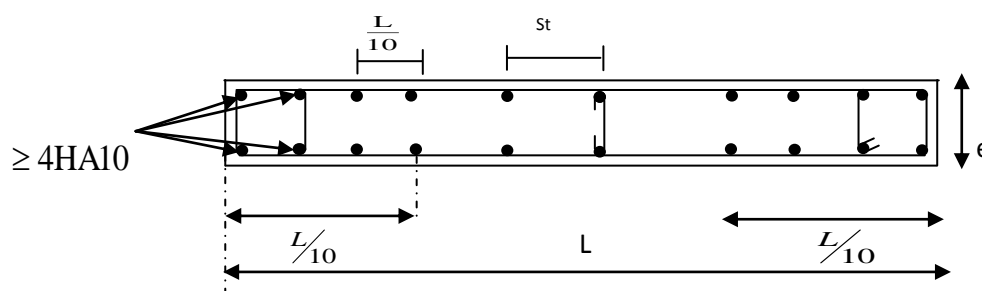
- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VI.3.9.2. Diamètre minimal :**

- Pourcentage minimal des armatures :

$$A_{\min} \geq 0,15\%B \text{ dans la section du voile.}$$

$$A_{\min} \geq 0,10\%B \text{ dans la zone courante}$$

- Diamètre minimal des barres : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{ (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

### **VI.3.10. Vérification :**

#### **VI.3.10. Vérification à L'ELS :**

##### **VI.3.10.1. La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec :  $N_s = G + Q$  (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : Section de l'acier.

##### **VI.3.2.10.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans le niveau considéré

$b_0$  : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

h : Hauteur totale de la section du béton.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u = \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} ; \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

### VI.3.11. Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal VT2:

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4.50 \text{ m} , e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 4.50 = 0.9 \text{m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{m}$$

$$I_x = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.5^3}{12} = 1.51 \text{m}^4$$

- **Sollicitations de calcul :**

$$M = 3.799 \text{ kN.m}$$

$$N_{\max} = 7.644 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = -8.950 \text{ kN}$$

$$N_S = 5.53 \text{ kN}$$

$$V_U = 4.504 \text{ kN}$$

- **Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$N = N_{\max}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{7.64}{0.9} + \frac{3.799 \times 2.25}{1.51} = 14.15 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\max}}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{7.64}{0.9} - \frac{3.799 \times 1.75}{1.51} = 2.82 \text{KN/m}^2$$

$$N = N_{\min}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\min}}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-8.950}{0.9} + \frac{3.799 \times 2.25}{1.51} = -4.28 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-8.950}{0.9} - \frac{3.799 \times 2.25}{1.51} = -15.60 \text{KN/m}^2$$

- Calcul de “d” :

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{14.15}{14.15 + 2.82} \cdot 4.50 = 3.75m$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Ce qui donne  $L_t = L - L_c = 4.5 - 3.75 = 0.75m$ .

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = \left(\frac{4.08 - 0.4}{2}; \frac{2 \times 3.75}{3}\right) = 1.84m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d).

On adopte  $d = 1.84m$

- Calcul de la contrainte “ $\sigma_1$ ” :

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{(0.75 - 1.84)2.82}{0.75} = -4.09 \text{ kN/m}^2$$

- Détermination des efforts normaux “Nu1” ; “Nu2” :

$$N_{U1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{2.82 - 4.09}{2} 1.84 \times 0.2 = -0.23 \text{ KN}$$

$$N_{U2} = \frac{(l_t - d)\sigma_1}{2} e = \frac{(0.75 - 1.84) - 4.09}{2} 0.2 = 2.22 \text{ Kn}$$

- Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_{U1}}{\sigma_s} = \frac{-0.23}{348} = 6.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{U2}}{\sigma_s} = \frac{2.22}{348} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{(1.4VU)}{f_e} = 1.4 \frac{2.25 \times 10}{400} = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \dot{A}_{v1} = \frac{A_{v1}}{2} \oplus \frac{A_{vj}d}{2L_t} = 6.66 \text{ cm}^2 \quad \text{soient } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \dot{A}_{v2} = \frac{A_{v2}}{2} \oplus \frac{A_{vj}(Lt-d)}{2Lt} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{soient } 6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

**VI.3.12. Vérifications :**

- Zone tendue :

Section du béton dans la zone tendue :  $b L_t = 20 \times 75 = 1500 \text{ cm}^2$

$$0.2\% b L_t = 0.002 \times 1500 = 3 \text{ cm}^2$$

Dans la zone tendue :  $2(12\text{HA12}=13.55) + 2(4\text{HA10}=3.14) = 33.38 \text{ cm}^2 > 3$

$$33.38 > 3 \quad \text{condition vérifiée}$$

Globalement dans le voile :

Section totale du béton :  $S_b = b \cdot L = 20 \times 450 = 9000 \text{ cm}^2$

Section totale des armatures :  $S_a = b \cdot l = 33.38 (2) = 66.76 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{66.76}{9000} = 0.0074 > 0.15 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Zone courante :

$$\text{-Longueur de la zone courante : } l - 2 \left( \frac{l}{10} \right) = 449 \text{ cm}$$

-Section brute de la zone courante :  $280 \cdot (20) = 5600 \text{ cm}^2$

-Section des armatures dans la zone courante :  $29,83 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{29.83}{5600} = 0.532 > 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max (0.002 L_t e ; 0.0015 e L)$$

$$A_{\min} \geq \max (6.92 ; 10.5) \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures horizontales :

$$\text{Selon le BAEL : } A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 0.305 \text{ cm/nappe}$$

$$\text{Selon le RPA : } A_H \geq 0.15\% \cdot B = 13.5 \text{ cm}^2$$

**VI.3.12.1. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{5,53 \times 10^4}{20 \times 450 + 15 \times 18,48 \times 2} = 0,0057 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0057 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.12.2. Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le BAEL 99 : Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4,405 \times 10}{20 \times 450} = 0,0045 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0045 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 2,25 \times 10}{20 \times 0,9 \times 450} = 0,0035 \text{ MPa}$$

$$T = 1,4 \times V_u$$

$$\tau_b = 0,0035 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.13. Ferrailage des voiles :****VI.3.13.1. les voiles transversaux:**

VT1 :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,4	1,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,28	0,28	0,28		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	137,922	251,448	306,517		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1116,731	-773,867	-352,752		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	45,799	77,94	96,166		
	L <sub>t</sub> (m)	1,25	1,06	0,75		
	L <sub>c</sub> (m)	0,15	0,34	0,65		
	d (m)	0,590	1,440	1,440		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	587,984	-280,743	-325,353		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	100,58	71,01	3,95	
		N <sub>2</sub>	38,578	10,762	22,479	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>2,89</b>	<b>2,04</b>	<b>0,11</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>0,96</b>	<b>0,31</b>	<b>0,56</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,76	3,00	3,70	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>3,33</b>	<b>2,79</b>	<b>1,04</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>0,96</b>	<b>1,06</b>	<b>1,49</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>12,32</b>	<b>9,04</b>	<b>9,04</b>	
		Bonde 2	<b>9,24</b>	<b>6,78</b>	<b>6,78</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x04HA14</b>	<b>2x4HA12</b>	<b>2x4HA12</b>
			Bonde 2	<b>2x03HA14</b>	<b>2x 3HA12</b>	<b>2x03HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	20 cm	20cm	20 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande			3,74	3,17	6,00	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			3,08	2,26	2,26	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			<b>6HA10/nappe</b>	<b>6HA10/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=4,74cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=4,74cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6,78cm<sup>2</sup>)</b>		
Vérification des contraintes	Armature transversal	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,182	0,309	0,382	
□ <sub>b</sub> (MPa)		0,254	0,433	0,534		

		N <sub>s</sub> (kN)	45,799	56,451	69,67
	ELS	σ <sub>b</sub> (MPa)	0,15	0,19	0,23

VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,8	3,9	4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,76	0,78	0,8		
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		37,042	117,429	178,586	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-1154,243	-703,908	-248,483	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		51,022	41,537	60,94	
	L <sub>t</sub> (m)		3,68	3,34	2,33	
	L <sub>c</sub> (m)		0,12	0,56	1,67	
	d (m)		0,590	1,440	1,440	
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		969,280	400,645	94,738	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	125,29	159,06	49,42	
		N <sub>2</sub>	299,686	76,219	8,406	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3,60	4,57	1,42	
		A <sub>v2</sub>	7,49	2,19	0,21	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,96	1,60	2,35	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	4,09	4,97	2,01	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	7,49	2,59	0,80	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	18,48	18,48	2,26	
		Bonde 2	15,4	7,7	6,16	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x06HA14	2x06HA14	2x06HA14
			Bonde 2	2x05HA14	2x 05HA14	2x05HA14
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	20 cm	20cm	20 cm	
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		11,05	10,03	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,62	4,62	0,57		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA14/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe		
ep =20cm		(A=15,4cm <sup>2</sup> )	(A=11,30cm <sup>2</sup> )	(A=7,90cm <sup>2</sup> )		

Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,075	0,059	0,085
		$\sigma_b$ (MPa)	0,104	0,083	0,118
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	36,703	29,568	42,899
$\sigma_b$ (MPa)		<b>0,05</b>	<b>0,04</b>	<b>0,05</b>	

VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,5	4,6	4,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,9	0,92	0,94	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	138,82	65,108	23,139	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1152,142	-711,983	-249,771	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	5,648	6,773	7,644	
	L <sub>t</sub> (m)	4,02	4,21	4,30	
	L <sub>c</sub> (m)	0,48	0,39	0,40	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	982,883	468,720	166,156	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	125,97	170,02	59,89
		N <sub>2</sub>	336,746	130,051	47,546
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>3,62</b>	<b>4,89</b>	<b>1,72</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>8,42</b>	<b>3,74</b>	<b>1,19</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,22	0,26	0,29
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>3,67</b>	<b>4,95</b>	<b>1,79</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8,42</b>	<b>3,80</b>	<b>1,26</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>
Bonde 2		<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x08HA14</b>	<b>2x8HA14</b>	<b>2x8HA14</b>
		Bonde 2	<b>2x06HA14</b>	<b>2x 06HA14</b>	<b>2x06HA14</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		12,05	12,64	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			<b>12HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>

		12HA12/nappe			
	ep =20cm	(A=13,56cm <sup>2</sup> )	(A=13,56cm <sup>2</sup> )	(A=7,85cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,007	0,008	0,009
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0,010	0,011	0,013
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4,132	4,903	5,538
□ <sub>b</sub> (MPa)		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>	

VT4 :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,55	2,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,5	0,51	0,52	
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	171,561	246,586	334,523	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-2914,015	-2001,449	-797,638	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	65,078	67,737	105,985	
	L <sub>t</sub> (m)	2,36	2,27	1,83	
	L <sub>c</sub> (m)	0,14	0,28	0,77	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	2185,819	731,970	170,595	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	300,89	393,61	139,43
		N <sub>2</sub>	387,108	60,775	6,683
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>8,65</b>	<b>11,31</b>	<b>4,01</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>9,68</b>	<b>1,75</b>	<b>0,17</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,51	2,61	4,08
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9,27</b>	<b>11,96</b>	<b>5,03</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9,68</b>	<b>2,40</b>	<b>1,19</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>
Bonde 2		<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x08HA14	2x8HA14	2x8HA14
		Bonde 2	2x06HA14	2x 06HA14	2x08HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20 cm	20cm	20 cm

		<b>Bonde 2</b>	20 cm	20 cm	20 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		7,08	6,81	6,00
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA12/nappe	8HA12/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=9,04cm <sup>2</sup> )	(A=9,04cm <sup>2</sup> )	(A=7,85cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,145	0,148	0,226
		$\sigma_b$ (MPa)	0,202	0,207	0,317
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	113,07	76,166	75,16
$\sigma_b$ (MPa)		<b>0,20</b>	<b>0,13</b>	<b>0,13</b>	

VT5 :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4,1	4,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,8	0,82	0,84	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4,605	71,444	124,33	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1145,322	-736,085	-281,685	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	29,387	18,12	24,958	
	L <sub>t</sub> (m)	3,98	3,74	2,91	
	L <sub>c</sub> (m)	0,02	0,36	1,29	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	975,708	452,465	142,480	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	125,14	171,15	61,08
		N <sub>2</sub>	331,153	103,943	21,000
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>3,60</b>	<b>4,92</b>	<b>1,76</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>8,28</b>	<b>2,99</b>	<b>0,52</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,13	0,70	0,96
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>3,88</b>	<b>5,09</b>	<b>2,00</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8,28</b>	<b>3,16</b>	<b>0,77</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>
Bonde 2		<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	<b>18,48</b>	
Ferraillage des	Choix des	Bonde1	2x08HA14	2x8HA14	
			2x8HA14	2x8HA14	

voiles	barres	Bonde 2	2x06HA14	2x 06HA14	2x08HA14
		S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20 cm	20cm
	Bonde 2		20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		11,95	11,21	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		11HA12/nappe	11HA12/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=12,43cm <sup>2</sup> )	(A=12,43cm <sup>2</sup> )	(A=7,90cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,041	0,025	0,033
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0,057	0,034	0,046
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	21,105	13,595	18,005
		□ <sub>b</sub> (MPa)	<b>0,02</b>	<b>0,02</b>	<b>0,02</b>

VI.3.13.2. les voiles longitudinales :

VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,22	1,32	1,32	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,244	0,264	0,264	
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	254,466	431,447	1098,473	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-3502,519	-2395,71	-1519,725	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	84,414	122,974	155,639	
	L <sub>t</sub> (m)	1,14	1,12	0,77	
	L <sub>c</sub> (m)	0,08	0,20	0,55	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	1685,616	-688,461	-1336,491	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	306,10	245,84	26,39
		N <sub>2</sub>	92,265	22,130	90,054
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>8,80</b>	<b>7,06</b>	<b>0,76</b>
A <sub>v2</sub>		<b>2,31</b>	<b>0,64</b>	<b>2,25</b>	

	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		3,25	4,73	5,99
	A (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	9,61	8,25	2,26
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	2,31	1,82	3,75
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	9,24	9,24	2,26
Bonde 2		3,12	3,08	4,52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x06HA14	2x06HA14	2x03HA12
		Bonde 2	2x03HA14	2x 03HA14	2x05HA12
	$S_t$ (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	20 cm
		Bonde 2	25 cm	25 cm	15 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande		3,41	3,36	6,00
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,31	2,31	0,57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		06HA10/nappe	06HA10/nappe	06HA12/nappe
ep =20cm		(A=4,74cm <sup>2</sup> )	(A=4,74cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,384	0,518	0,655
		$\sigma_b$ (MPa)	0,538	0,725	0,917
	ELS	$N_s$ (kN)	60,051	88,898	113,07
$\sigma_b$ (MPa)		0,23	0,31	0,41	

VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,87	1,87	1,87	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,374	0,374	0,374	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		160,437	206,473	262,298
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-1103,291	-784,386	-355,822
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)		33,87	28,689	31,232
	$L_t$ (m)		1,63	1,48	1,08
	$L_c$ (m)		0,24	0,39	0,79
	d (m)		0,590	1,440	1,440
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		704,575	21,372	-120,163
	N (kN)	$N_1$	106,66	116,03	33,93

		N <sub>2</sub>	73,459	0,086	4,368	
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v1</sub>	3,07	3,33	0,98	
		A <sub>v2</sub>	1,84	0,00	0,11	
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )			1,30	1,10	1,20	
A (cm <sup>2</sup> )		A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3,39	3,61	1,28	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,84	0,28	0,41	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )			6,20	15,12	15,12	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		Bonde1	4,52	4,52	2,26	
		Bonde 2	2,26	2,26	2,26	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x04HA12	2x04HA12	2x03HA12	
		Bonde 2	2x03HA12	2x 03HA12	2x03HA12	
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	25 cm	25 cm	25 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande			4,90	4,44	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			1,13	1,13	0,57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
ep =20cm			(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,101	0,085	0,093	
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0,141	0,119	0,130	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	24,387	20,776	22,726	
□ <sub>b</sub> (MPa)		0,06	0,05	0,06		
Zones			Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,17	3,37	3,37	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m)		0,634	0,674	0,674	
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		163,267	61,6787	262,298	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-1971,312	-1324,983	-355,822	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		25,852	26,394	31,232	
	L <sub>t</sub> (m)		2,93	3,22	1,94	
	L <sub>c</sub> (m)		0,24	0,15	1,43	
	d (m)		0,590	1,440	1,440	
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		1574,024	732,463	91,700	

	N (kN)	N <sub>1</sub>	209,17	296,27	64,44
		N <sub>2</sub>	367,934	130,386	4,584
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>6,01</b>	<b>8,51</b>	<b>1,85</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>9,20</b>	<b>3,75</b>	<b>0,11</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,00	1,02	1,20
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6,26</b>	<b>8,77</b>	<b>2,15</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9,20</b>	<b>4,00</b>	<b>0,42</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,20	15,12	15,12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>6,78</b>	<b>9,04</b>	<b>2,26</b>
		Bonde 2	<b>9,24</b>	<b>4,52</b>	<b>2,26</b>
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x06HA12</b>	<b>2x06HA14</b>	<b>2x03HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x06HA14</b>	<b>2x 04HA12</b>	<b>2x03HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	20 cm
		Bonde 2	15 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		8,78	9,66	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1,70	2,26	0,57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA12/nappe</b>	<b>10HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>
ep =20cm		<b>(A=9,04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=11,30cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6,78cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	□ <sub>u</sub> (MPa)	0,045	0,044	0,051
		□ <sub>b</sub> (MPa)	0,063	0,061	0,072
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	18,641	19,083	24,879
□ <sub>b</sub> (MPa)		<b>0,03</b>	<b>0,03</b>	<b>0,04</b>	





**VII.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

**VII.2. Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1.5bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

**VII.3. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.

- Le tassement du sol.

a) **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

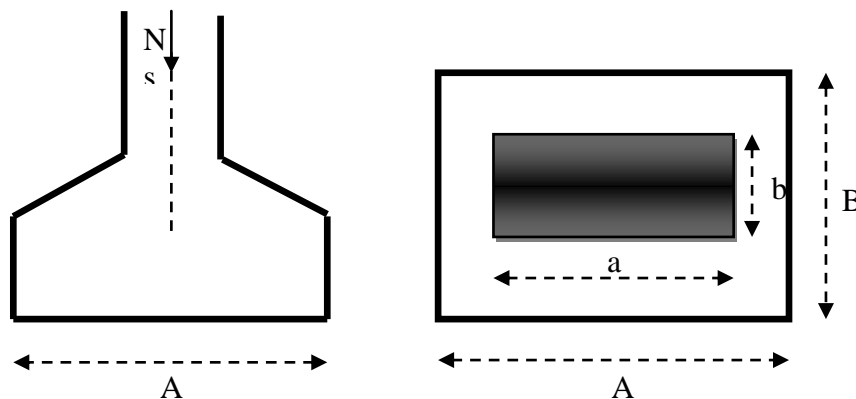
$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 776.551 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,2 \text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{776.551}{150}} = 2.27 \text{m} \Rightarrow A = B = 2.27 \text{m}$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



b) **Semelles filantes :**

b.1) **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{KN/m}^2 = 0,15 \text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
V <sub>t1</sub>	174.484	3.80	0.306	2.326
V <sub>t</sub>	176.219	4.50	0.261	2.348
V <sub>t</sub>	163.79	4.00	0.273	2.184
V <sub>t</sub>	393.088	2.50	1.048	10.480
V <sub>t</sub>	104.899	1.80	0.240	0.864
				<b>St =18.222</b>

Tableau 2 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
V <sub>l1</sub>	443.853	1.22	2.425	23.67
V <sub>l2</sub>	255.725	1.67	1.222	2.434
V <sub>l3</sub>	316.991	3.17	0.666	2.112
				<b>St =28.216</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 46.438m<sup>2</sup>**

**b.2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- Hypothèse de calcul :

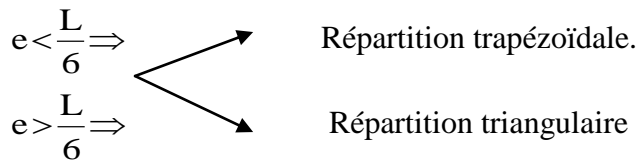
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d’application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

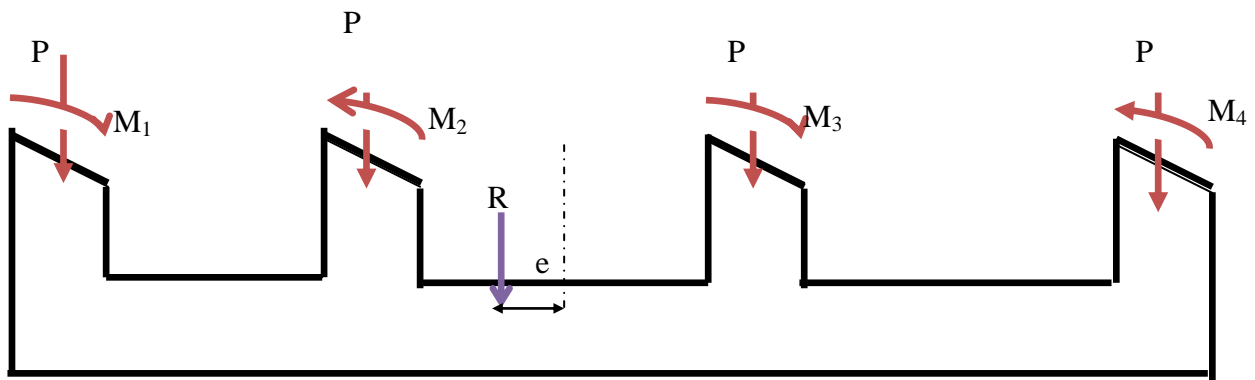
a) Application :

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	Mi
1	431.128	1.74	750.163	-4.591
2	407.551	-1.74	-709.139	-4.139
3	776.551	1.74	1351.198	8.146
4	752.762	-1.74	-1309.806	8.001
	<b>2367.992</b>		<b>82.416</b>	$\Sigma = 7.272$

:

$$e = 0,04\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{21,57}{6} = 3,60\text{m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2367,992}{21,57} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,04}{21,57}\right) = 110,40 \text{ kN/m}$$



a) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{110.40}{150} = 0.74m \text{ on prend } B = 1.50m$$

On aura donc,  $S = 1.50 \times 21.57 = 32.355m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 32.355 \times 4 = 103.536m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 103.536 + 46.438 = 150.00m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 21.57 \times 13.90 = m^2 287.912$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{150.857}{287.912} = 0,52$$

$$S_t > 52\% S_{st}$$

La surface des semelles représente 52 %

➤ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**VII.4. Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

**VII.4.1. Pré dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**b) Selon la condition forfaitaire :**

➤ Sous voiles :  $L_{\max} = 4.90 \text{ m}$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 61.2 \text{ cm} \leq h \leq 98 \text{ cm}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 90 \text{ cm}$ .

➤ Sous poteaux :

**• Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

**• Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 90 \text{ cm}$

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,80 \text{ m}$$

➤ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 45 \text{ cm}$$

VII.4.2. Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (21.57 \times 0.50 + 13.90 \times 0.50) \times 2 = 35.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 20.77 \times 13.10 = 272.10 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 272.10 + 35.5 = 307.60 \text{ m}^2$$

IV-2-1) Charge permanente :

Poids du bâtiment :  $W_{Gi} = 16639.301 \text{ KN}$

$W_{Qi} = 4113.835 \text{ KN}$  (d'après Robot).

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

Poids la dalle :  $[(307.60) \times 25 \times 0,50] = \mathbf{3845KN}$

Pds de la nervure :  $[(0,90 - 0,50) \times 0,45 \times 25 \times 21.57 \times 6] + [(0,90 - 0,50) \times 0,45 \times 25 \times 13.90 \times 4]$   
 $= \mathbf{832.59KN}$ .

Poids de la dalle flottante :  $[(307.60 \times 25 \times 0,12)] = \mathbf{922.8KN}$

Poids des remblais en TVO :  $[(0.9 - 0.50) \times (307.6 - 74.008) \times 17] = \mathbf{1588.425KN}$

La surface des nervures :  $(0.9-0.5) \times 21.57 \times 6 + (0.9-0.5) \times 13.9 \times 4 = 74.008 \text{ m}^2$

La surface totale :  $307.60 \text{ m}^2$

Poids volumique de TVO :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

$G_{rad} = 7188.815 \text{ KN}$

$Q_{rad} = 5 \times 307.60 = 1538 \text{ KN}$ .

$G = G_{rad} + G_{bat} = \mathbf{23828.116KN}$ .

$Q = Q_{rad} + Q_{bat} = \mathbf{5651.835KN}$ .

#### VII.5. Combinaisons d'actions :

L'ELU:  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40645.710 \text{ KN}$

L'ELS:  $N_s = G + Q = 29479.951 \text{ KN}$

#### VII.6. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{\text{L'ELU}} : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{40645.710}{1,33 \times 150} = 203.738 \text{ m}^2$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29479.951}{150} = 196.533 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 203.738 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad}$$

Condition vérifiée.

**VII.7.Vérification :**

**VI.7.1.Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$b = 1\text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,50 = 0,45\text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{40645.710 \times 1}{307.60} \times \frac{4,90}{2} = 323.74\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{323.74}{1 \times 0,45} = 719.42\text{ kN/m}^2 = 0.72\text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

**VII.7.2.Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure.

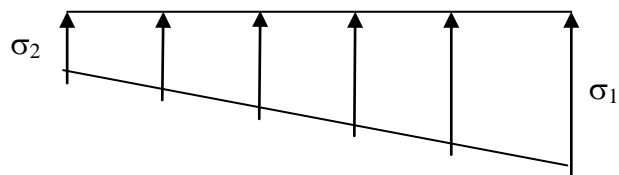
h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$$



**Figure.VII.1. Diagramme des contraintes**

$$\underline{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.78m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.95m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 11624.75m^4$$

$$I_{yy} = 4827.40m^4$$

**T** : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel Robot.

c) Calcul des moments :

ELU

$$M_{xx} = 521266.765 + 29453.252 \times 0,9 = 547774.699KN.m$$

$$M_{yy} = 521266.764 + 29453.252 \times 0,9 = 547774.69 KN.m$$

ELS

$$M_{xx} = 375581.561 + 21219.884 \times 0,9 = 394679.456KN.m$$

$$M_{yy} = 375581.488 + 21219.884 \times 0,9 = 394679.383KN.m$$

$$\underline{L'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 40645.710KN$$

$$\underline{L'ELS} : N_s = G + Q = 29479.951KN$$

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
X-X	153.343	110.933	142.740	132.629	59.047	114.233	OK
Y-Y	183.200	81.075	157.668	132.629	59.047	114.233	OK

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$I_{xx} = 11624.75m^4$$

$$I_{yy} = 4827.40m^4$$

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.78m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.95m$$

VII.7.3. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour 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).

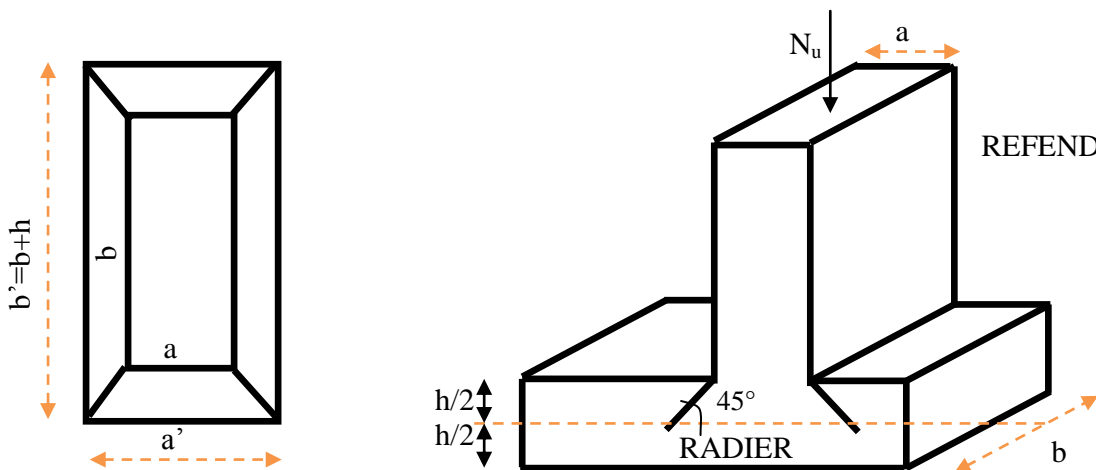


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

VII.7.4. Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,9) = 5.2m$$

$$N_u = 1079.702 KN$$

$$N_u < (0,07 \times 5.2 \times 0,9 \times 25000) / 1.5 = 5460 KN$$

—————> Condition vérifiée

- Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 4.5 + 2 \times 0,9) = 13 m$$

$$N_u = 242.422 KN$$

$$N_u < 0,07 \times 0,9 \times 13 \times 25000 = 20475 KN$$

—————> Condition vérifiée

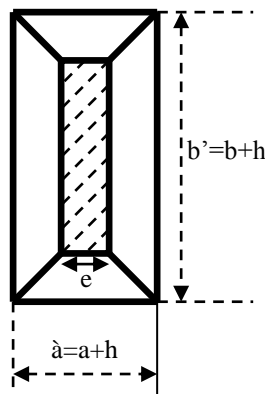
### VII.8. Ferraillage du radier :

#### VII.8.1. Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

- a) 1<sup>er</sup> Cas :



Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

- b) 2<sup>eme</sup> 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 :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**a) Identification du panneau :**

$$L_x = 4.75\text{m} ; L_y = 4,90\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.90} = 0,96$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 157.668 - \frac{7188.815}{307.60} = 134.297.kN/m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 114.233 - \frac{7188.815}{307.60} = 90.86.kN/m^2$$

**b) Calcul a' L ELU :**

$$q_u = 134.297\text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,96 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0475 \\ U_y = 0,939 \end{cases}$$

**c) Calcul des moments  $M_{0X}$  et  $M_{0Y}$  :**

$$M_{0X} = u_x \times q_u \cdot l_x^2 = 0,0475 \times 134.297 \times (4.75^2) = 143.928\text{KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,939 \times 143.928 = 135.148\text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

**VII.8.1.1. Ferrailage dans le sens x - x :**➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 143.928 = -71.964 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71.964 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{71.964 \times 10^3}{0,971 \times 30 \times 348} = 7,09 \text{ m}^2$$

Soit :  $6HA14 = 9,23 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$  .

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 143.928 = 107.946 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{107.946 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{107.946 \times 10^3}{0,956 \times 30 \times 348} = 10,81 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6HA16 = 12,06 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

**VII.8.1.2. ferrailage dans le sens y - y :**➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 135.148 = -67.574 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67.574 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 = \mu_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67.574 \times 10^3}{0,973 \times 30 \times 348} = 6.65 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.7 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 135.148 = 101.361 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.361 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,079 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,079 \rightarrow \beta = 0,958 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{101.361 \times 10^3}{0,958 \times 30 \times 348} = 10.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,96}{2} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :  $A_{ua}^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée :  $A_{ut}^x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ut}^y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**VII.8.1.3. Calcul a LELS :**

$$q_s = 90.86 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0,96 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0475 \\ U_y = 0,939 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_u, M_y$ .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0475 \times 90.86 \times (4.75)^2 = 97.37 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,939 \times 97.37 = 84.85 \text{KN.m}$$

**Calcul des moments  $M_a, M_t$  dans les deux sens :**

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 97.37 = -48.68 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 97.37 = 73.04 \text{KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 84.85 = -42.42 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 84.85 = 63.63 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	71.564	48.68	3.10	0.056	0.0721	1.03	Vérifiée
	Travée	107.964	73.04	1.47	0.084	0.1099	0.52	Vérifiée
Y- Y	Appuis	67.574	42.42	1.59	0.052	0.0667	0.53	Vérifiée
	Travée	101.361	63.63	1.59	0.079	0.1044	0.53	Vérifiée

**VII.8.2. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

➤ Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 134.297 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-134.297 \times 0.5^2}{2} = -16.78 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 90.86 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-90.86 \times 0.5^2}{2} = -11.35 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 30 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.78 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14.20} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_u = 0.013 \rightarrow \beta_u = 0.994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.78 \times 10^3}{0.994 \times 30 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.62 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 3 HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10 / ml}$$

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

✓ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.78}{11.35} = 1.48 \quad \mu = 0.013 \rightarrow \alpha = 0.0156$$

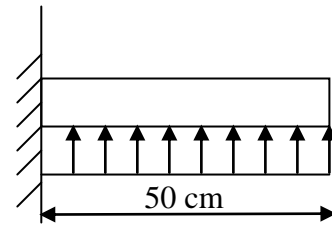


Fig VII.2. Schéma statique du débord

$$\alpha = 0.0156 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.50$$

⇒ 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).

**VII.9. 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.

**Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

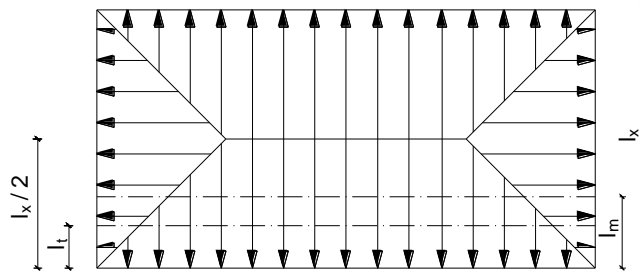
$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

**Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.42l_x$$

$$l_t = 0.33l_x$$

avec :  $l_x = 4.75\text{m}$  et  $l_y = 4.90\text{m}$



**VII.9.1. Charges à considérer :**

L'E.L.U :

$$q_{um} = 134.297.kN / m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = 90.86.kN / m^2$$

**VII.9.2. Moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ROBOT.

**ELU :**

**a) Sollicitations maximales :**

- **Sens transversal :**

$$M_{tu \max} = 1538.68 \text{KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 3876.30 \text{KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 1537.58 \text{KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 3876.30 \text{KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 4673.27 \text{KN.}$$

- **Sens longitudinal :**

$$M_{tu \max} = 1793.21 \text{KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 3582.42 \text{KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 1793.29 \text{KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 3582.42 \text{KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 4530.21 \text{KN.}$$

**VII.9.3. Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45 \text{cm}; \quad d = 87.5 \text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

			M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{ado}$ ( $\text{cm}^2$ )
ELU	longitudinal	Appui	3582.42	0.073	0.963	12.21	4HA16+2HA14	12.56
		Travée	1793.21	0.036	0.982	5.99	4HA16	8.04
	transversal	Appui	3876.30	0.079	0.958	13.28	4HA16+4HA16	16.08
		Travée	1537.58	0.031	0.984	5.13	4HA16+2HA12	12.56

Tableau 4 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

**VII.9.4. Vérifications à l'ELU :**✓ **Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 4673.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{4673.27 \times 10^3}{450 \times 875} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures transversales**

•

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de  $\phi=8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures :**- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{22.5; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales:**

**En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.35 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.02 \text{ cm}^2$

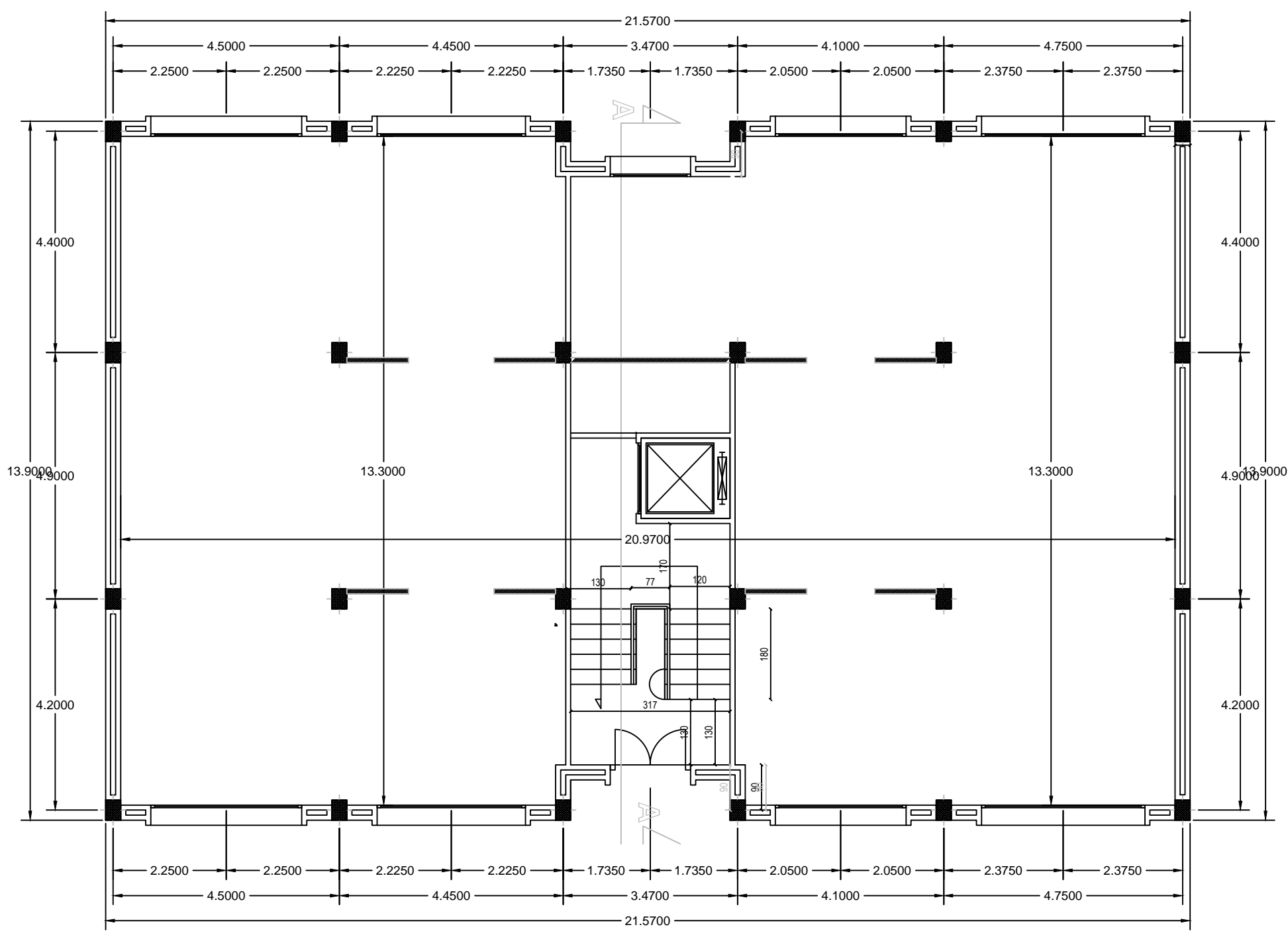
**VII.9.5. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

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  $3 \text{ cm}^2$  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.

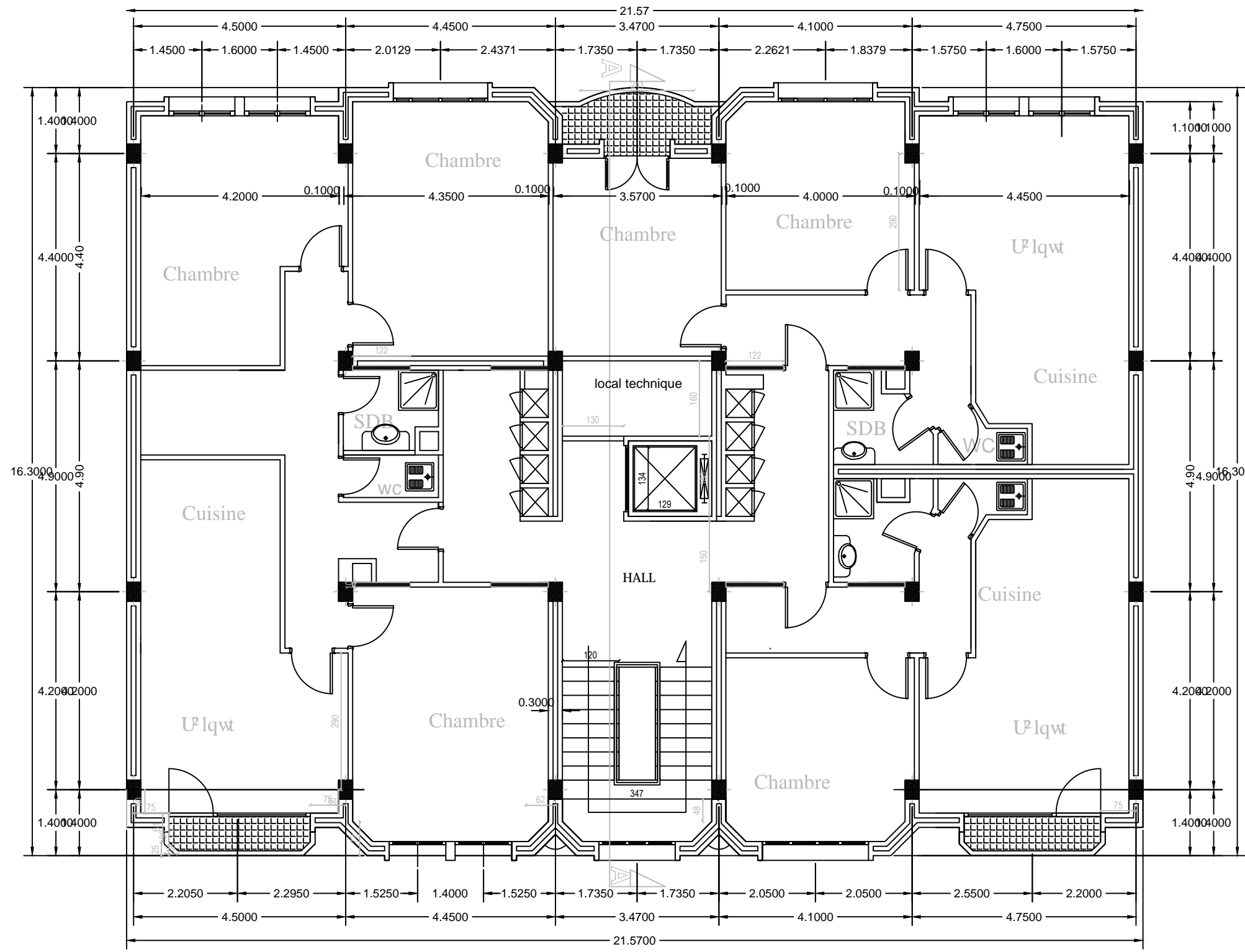
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.90 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

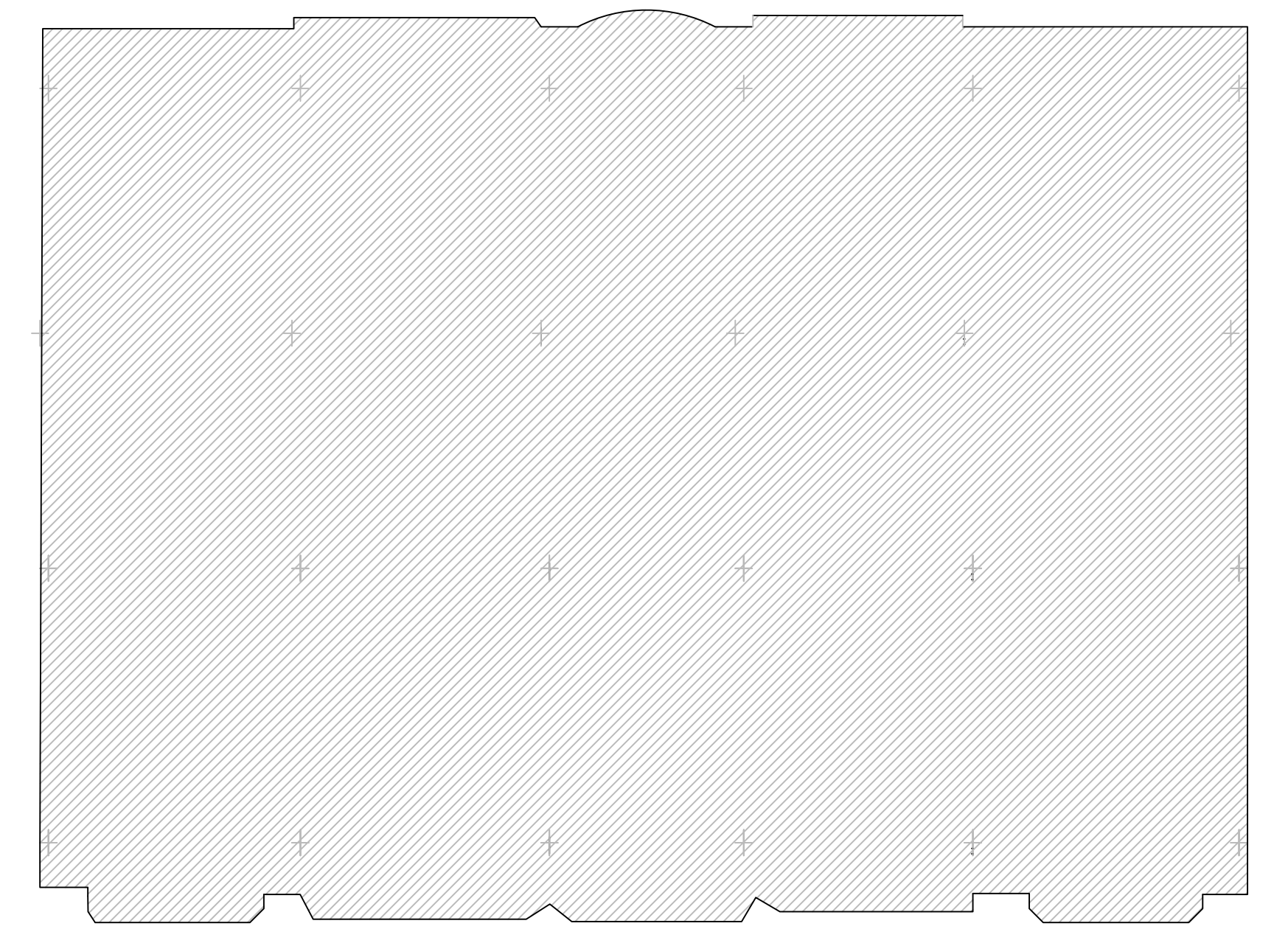
Soit donc 2HA16 avec  $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$



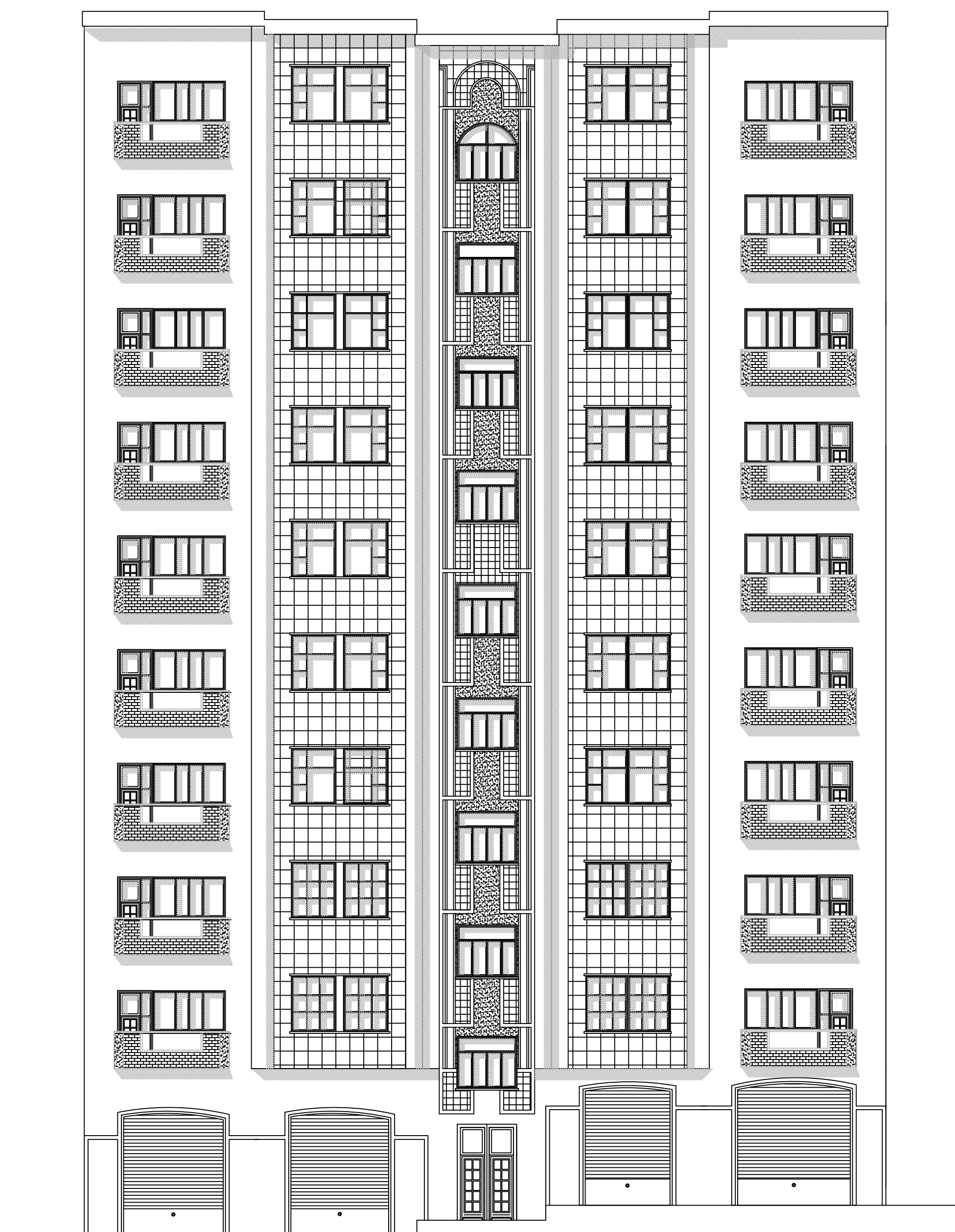
PLAN DU R.D.C



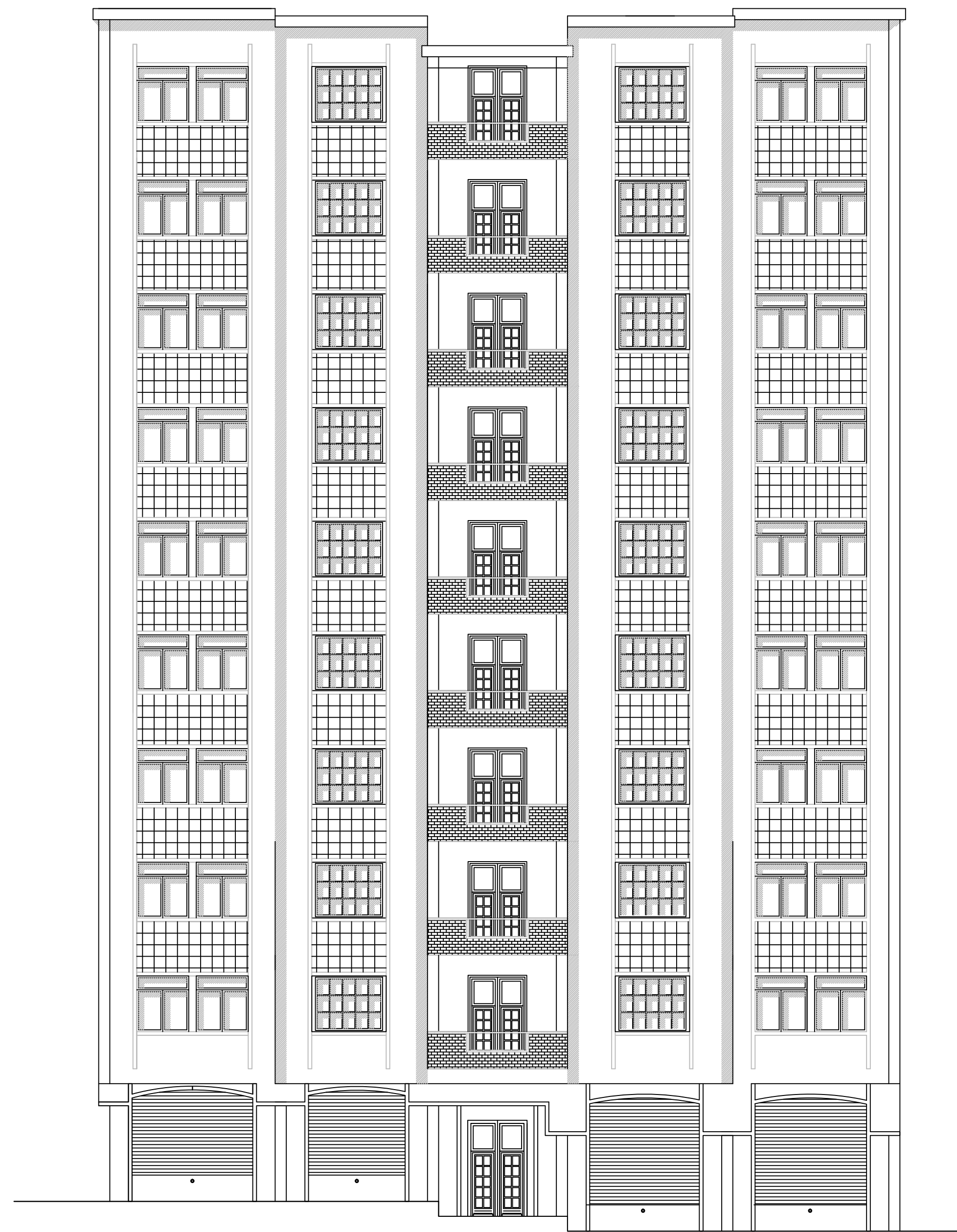
PLAN D'ETAGE COURANT



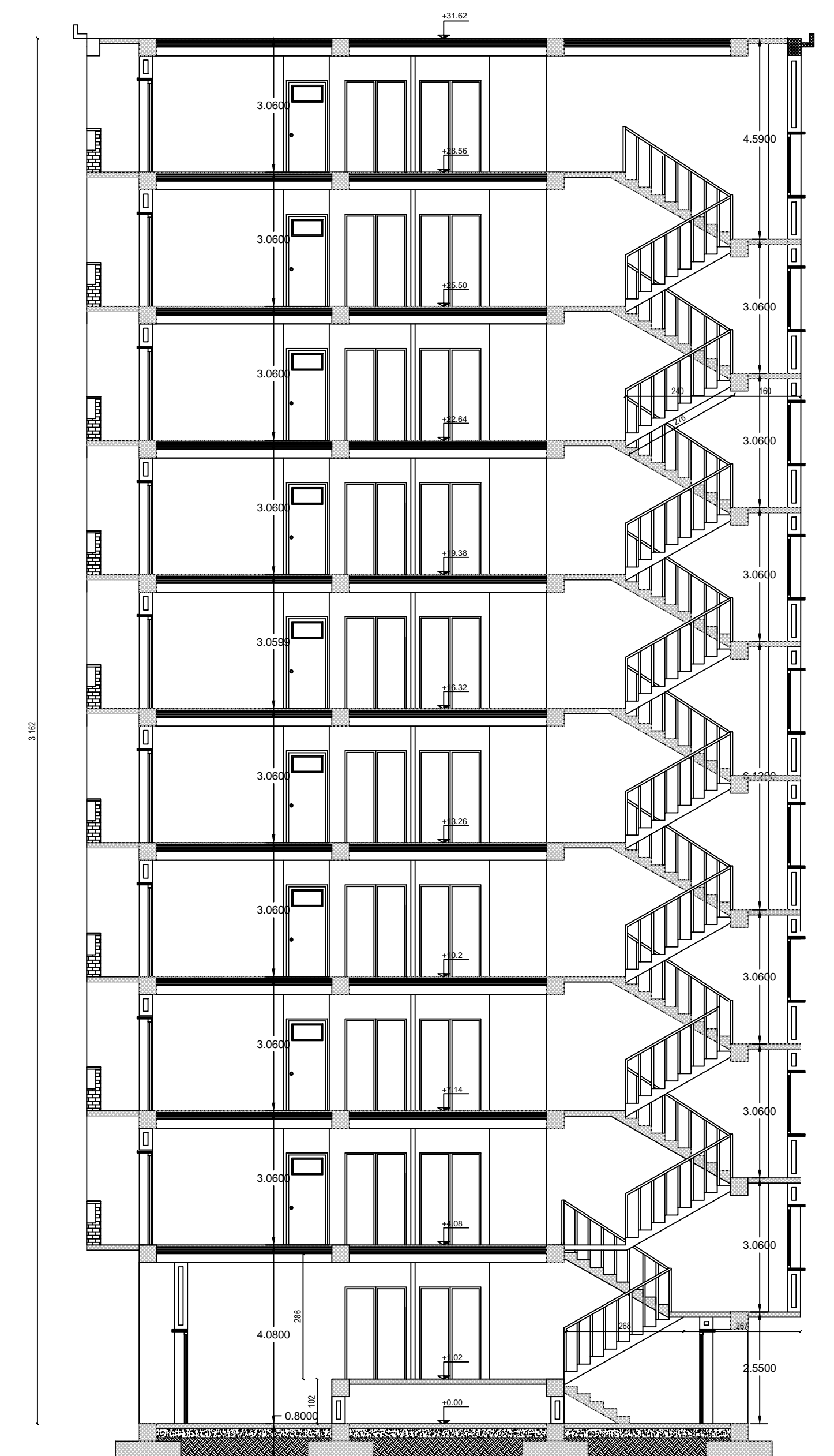
PLAN D'ETAGE TERRASSE NIV 31.62



FAÇADE PRINCIPALE

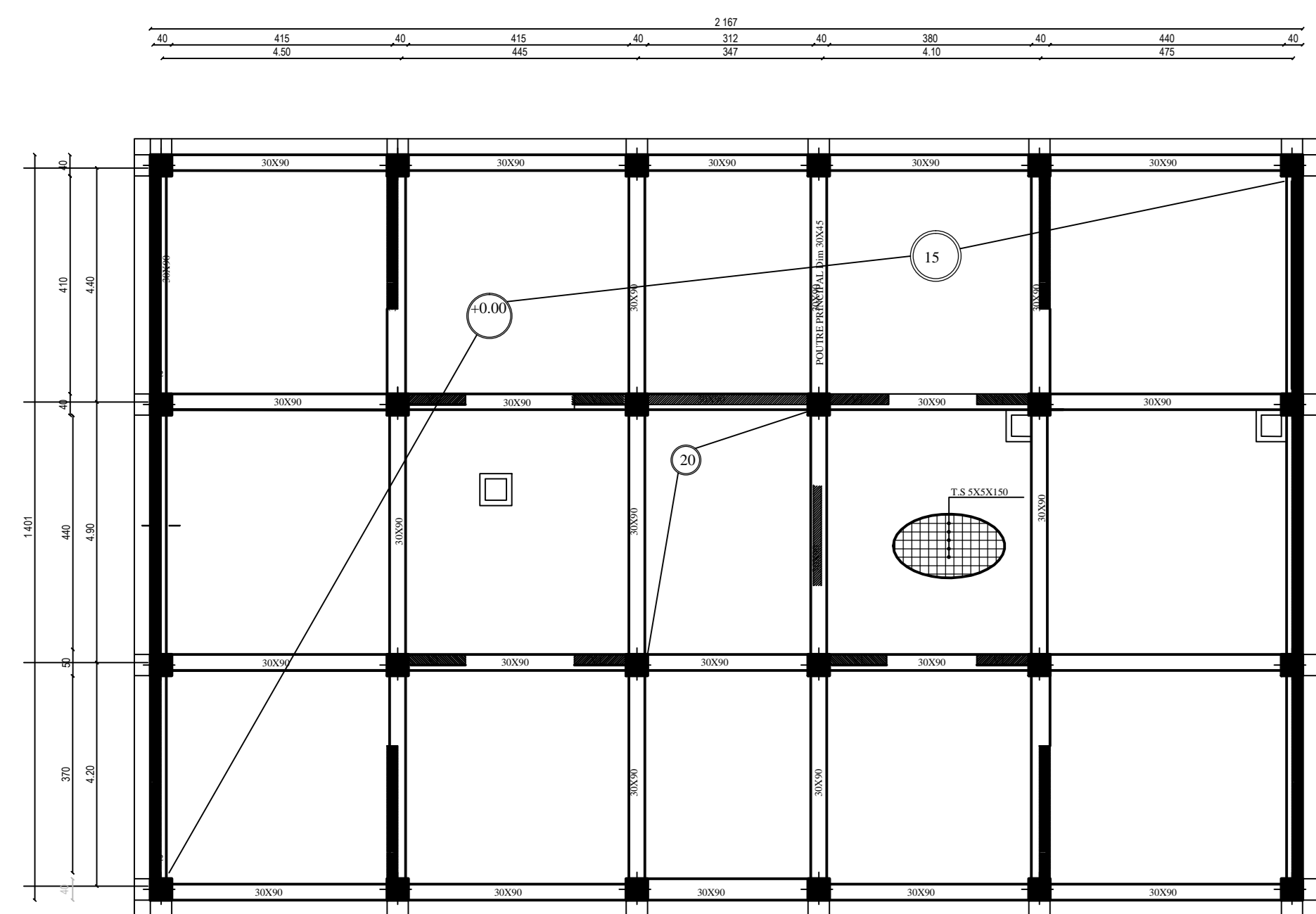


FAÇADE ANTERIEURE

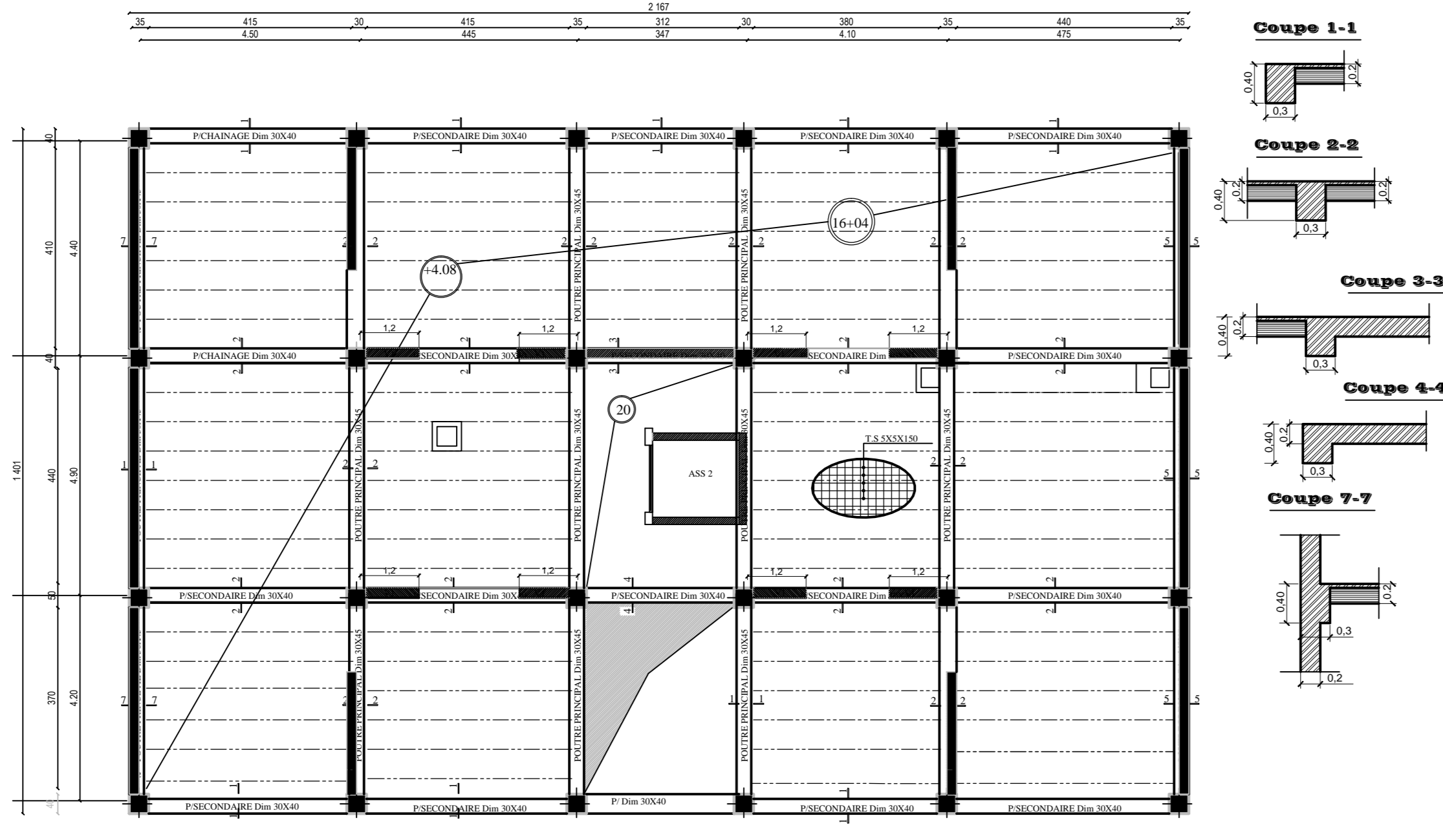


COUPE AA

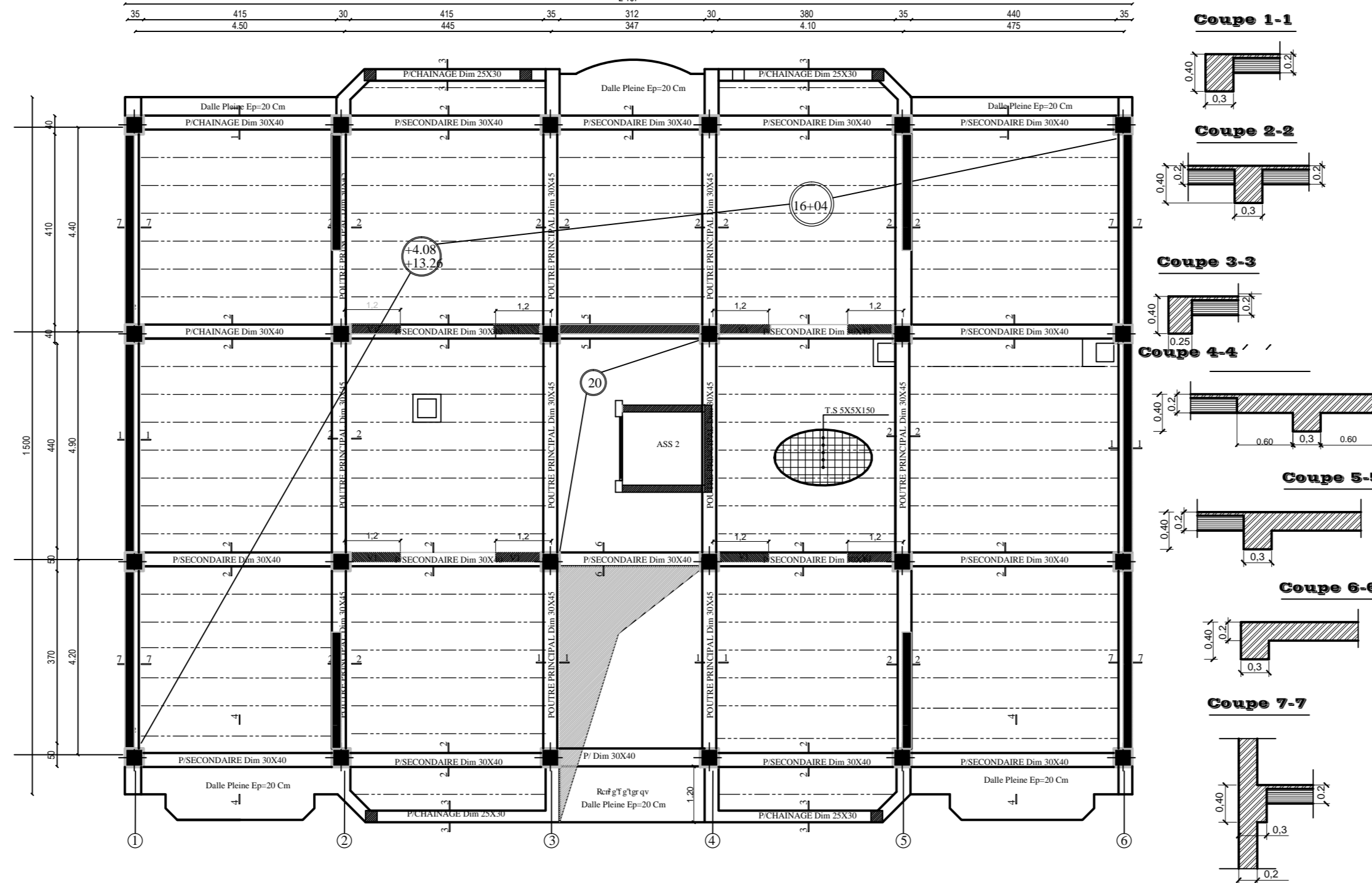
COFFRAGE DU RADIER



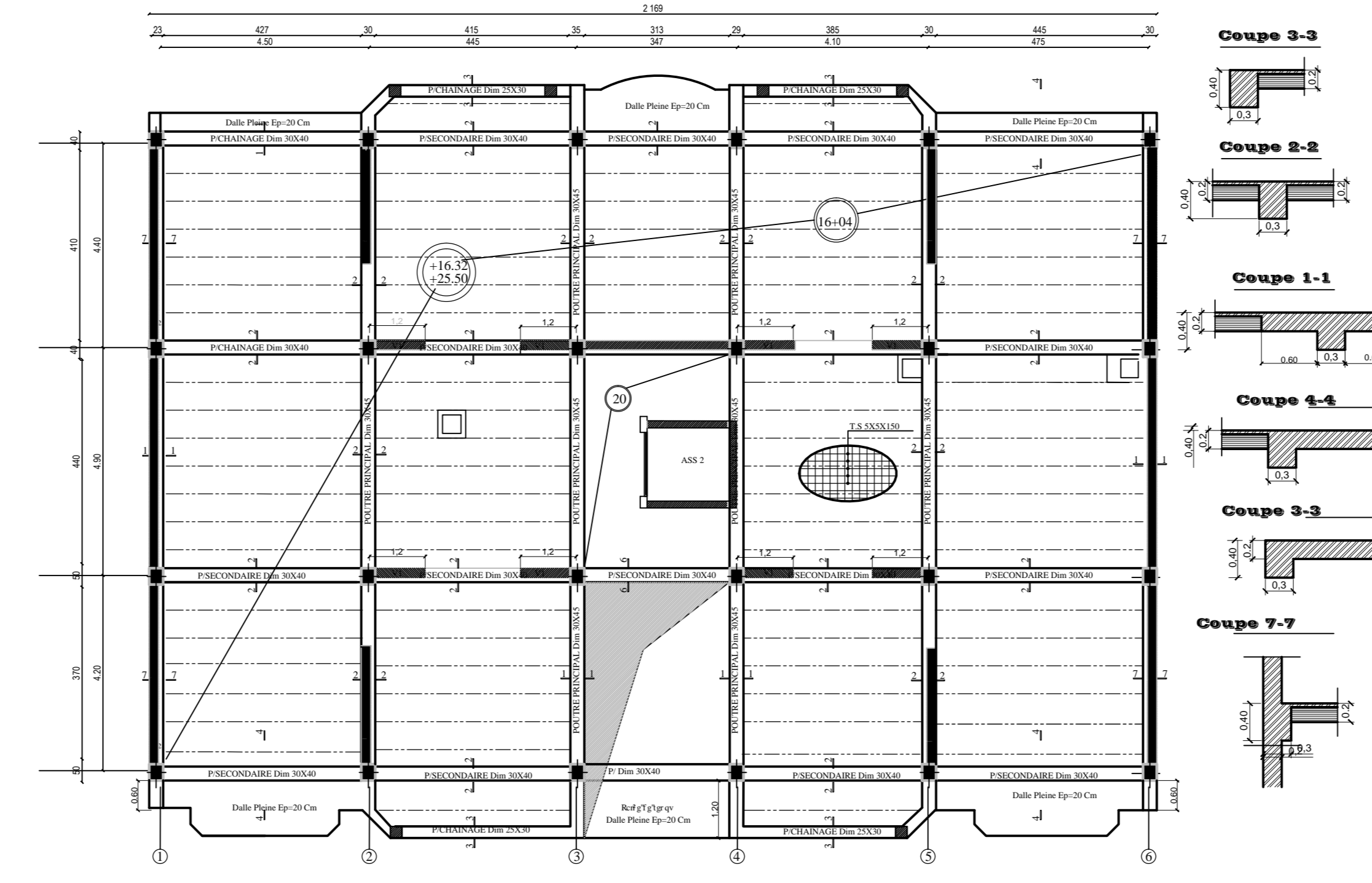
COFFRAGE PLANCHER NIV 4.08 ECH: 1/50



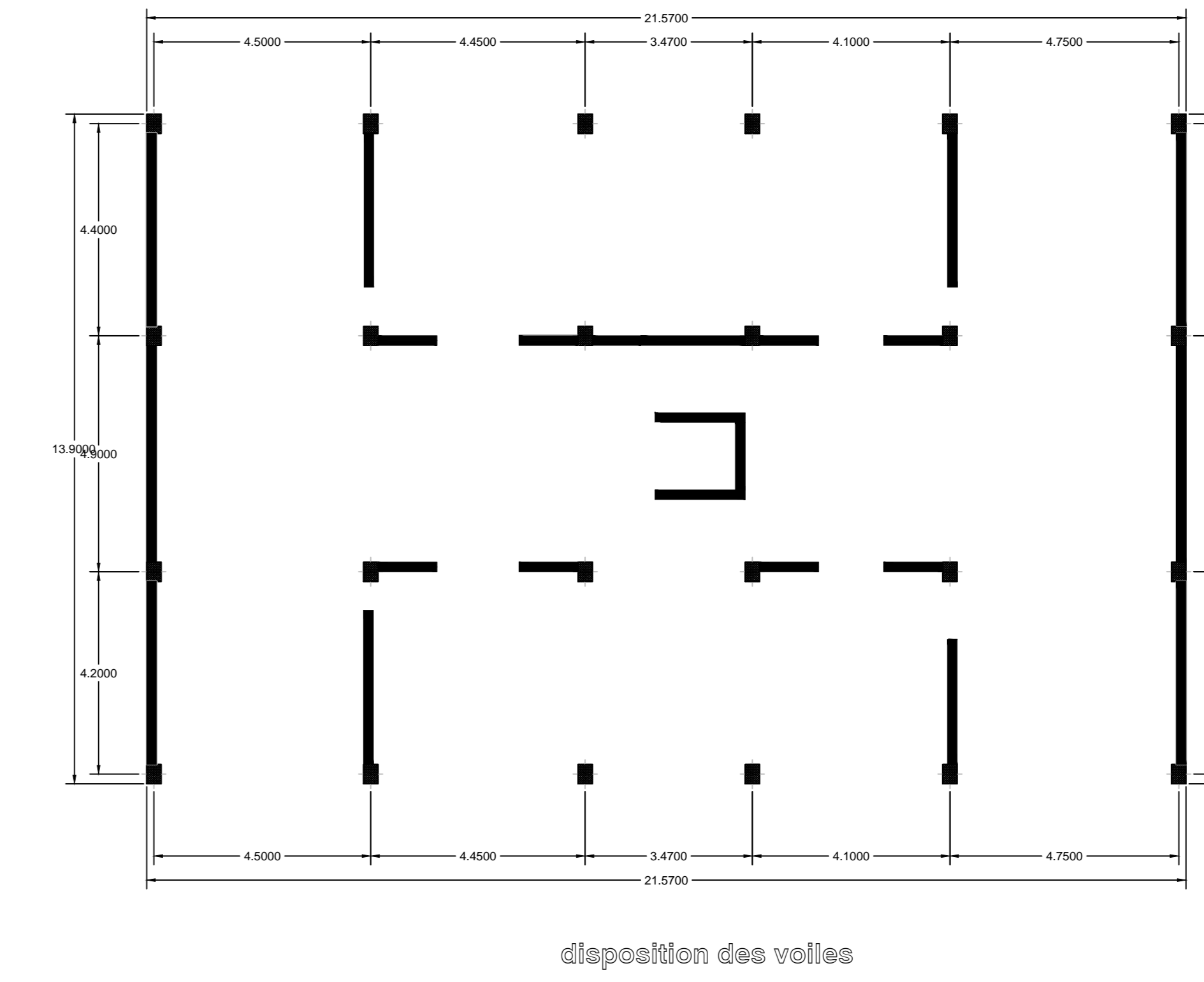
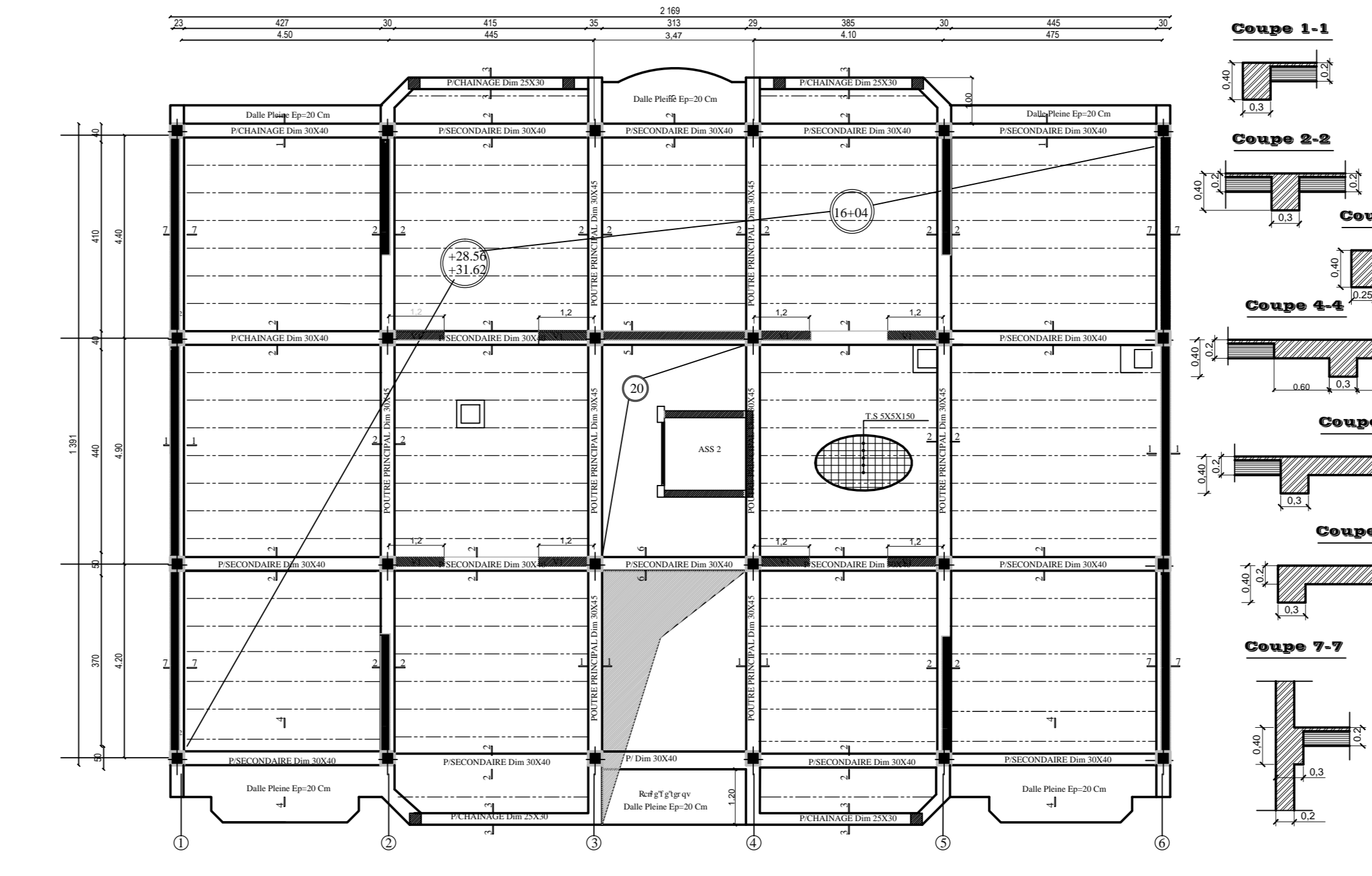
COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08 A +13.26 ECH: 1/50



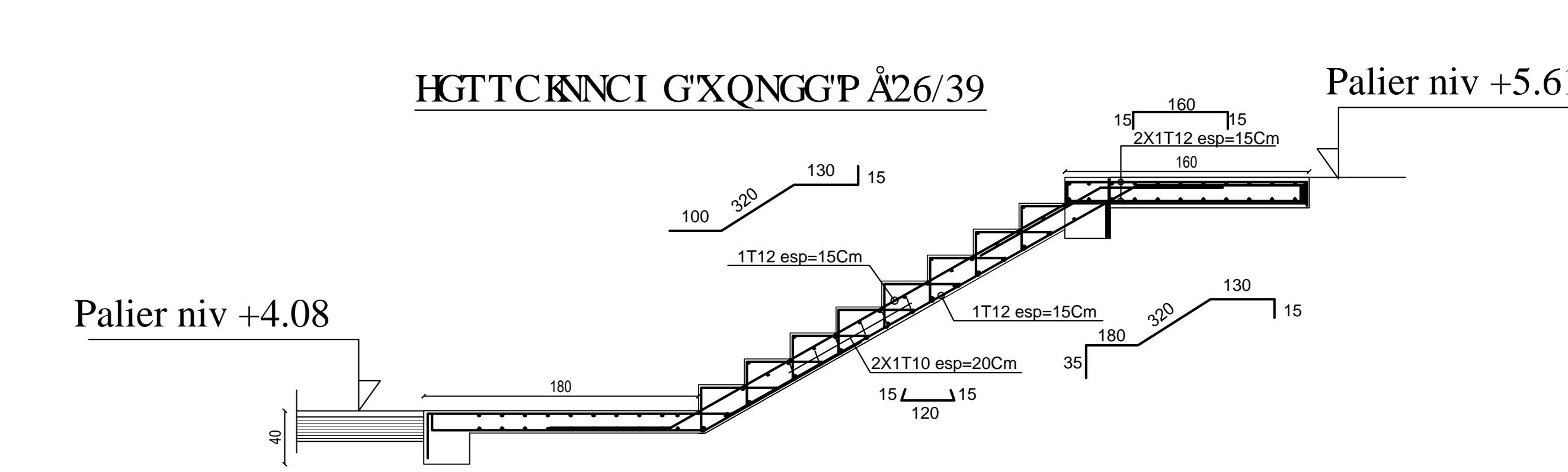
COFFRAGE PLANCHER NIV +16.32 ET +25.50 ECH: 1/50



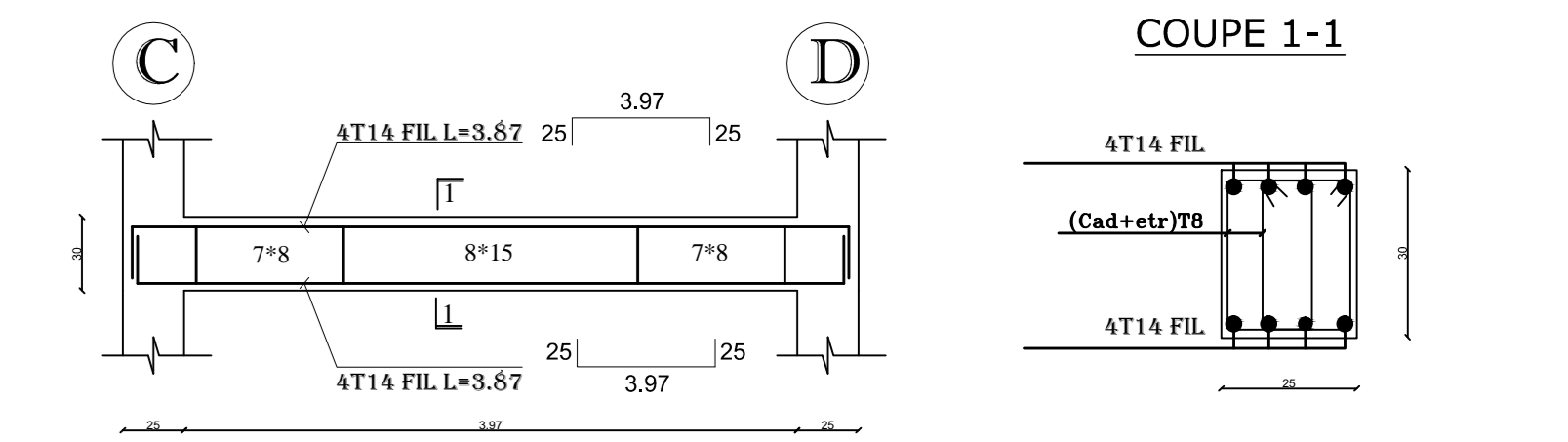
COFFRAGE PLANCHER NIV +28.56ET +31.62 ECH: 1/50



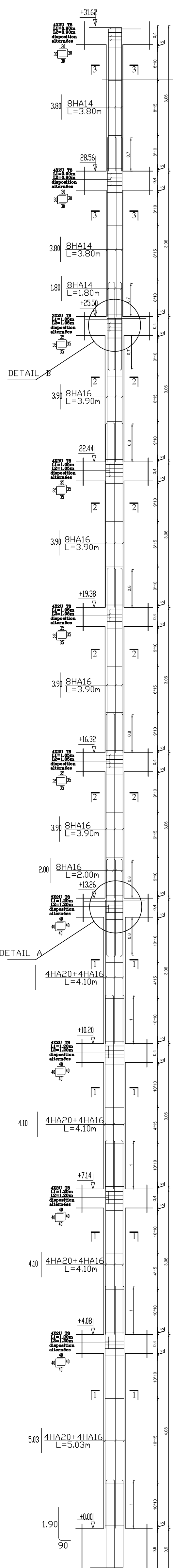
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



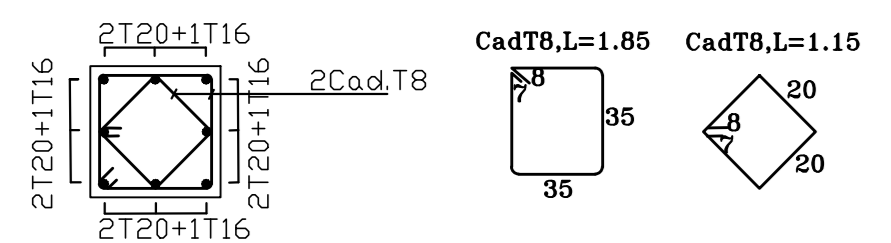
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE



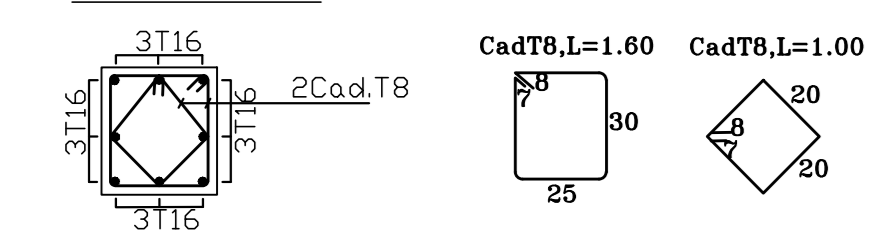
FERRAILLAGES DES POTEAUX



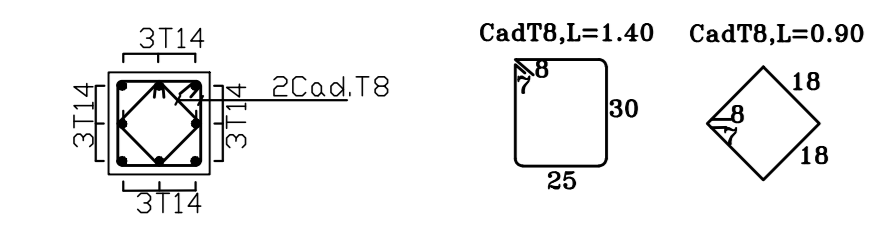
COUPE 1-1



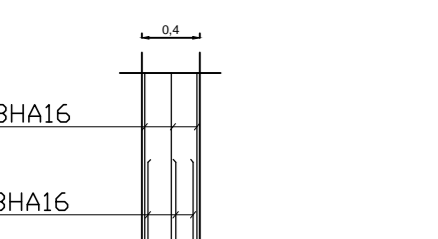
COUPE 2-2



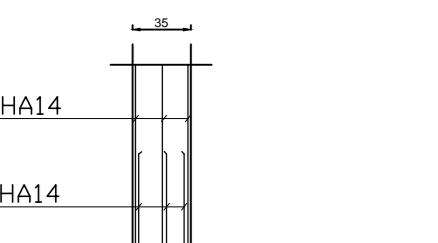
COUPE 3-3



DETAIL A

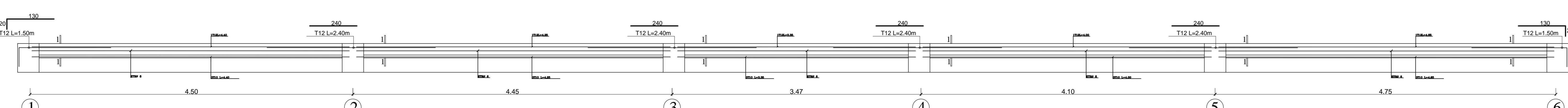


DETAIL B

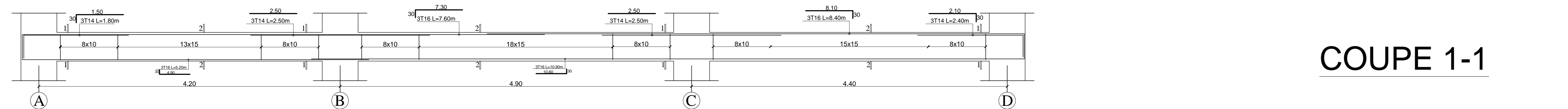


COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES POUTRES ST DES POUTRELLES

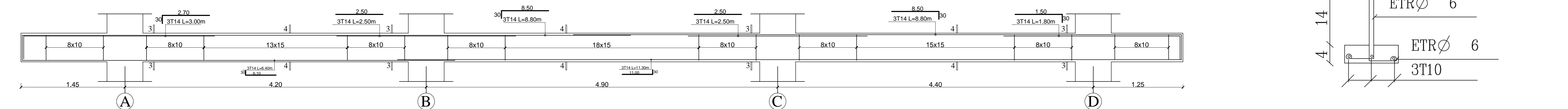
COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES POUTRELLES



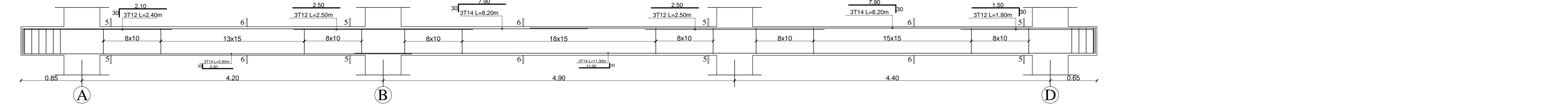
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALES 30X45 AXE Niv+4.08



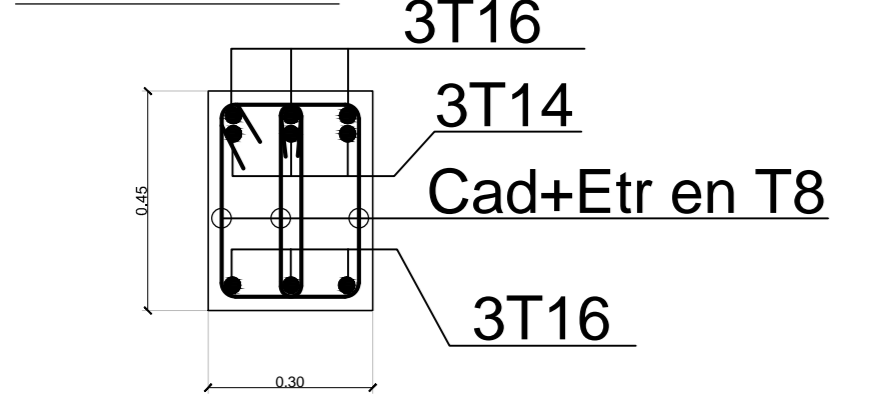
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X45 AXE 3 & 4 NIV +7.14 a +22.44 OK



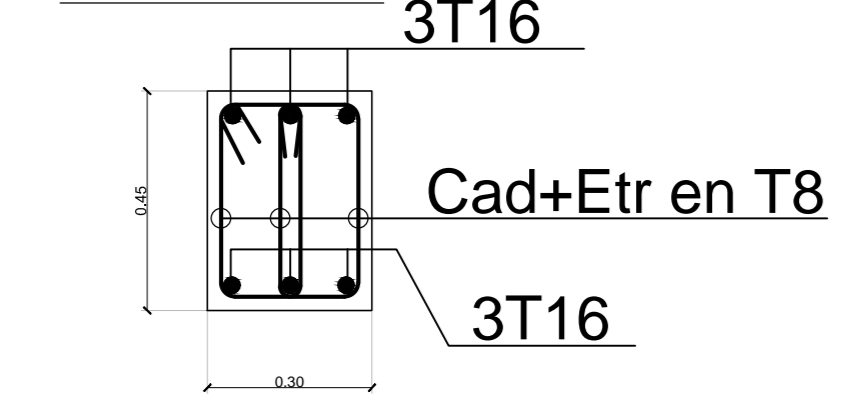
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X45 AXE 2 & 5 Niv +25.50 a +31.62 OK



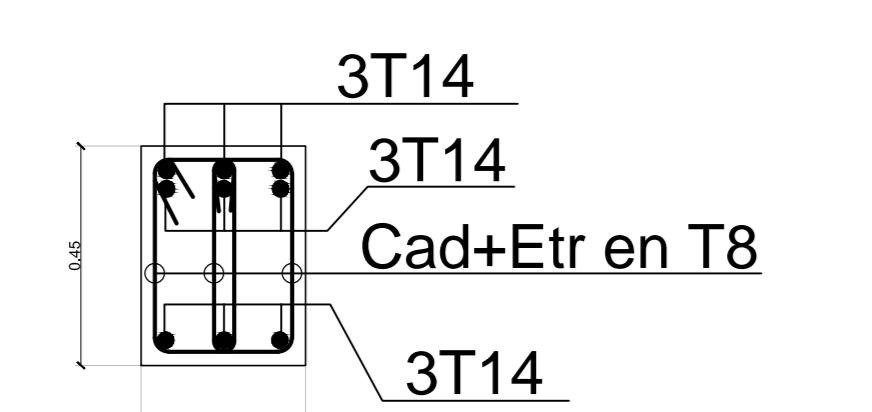
COUPE 1-1



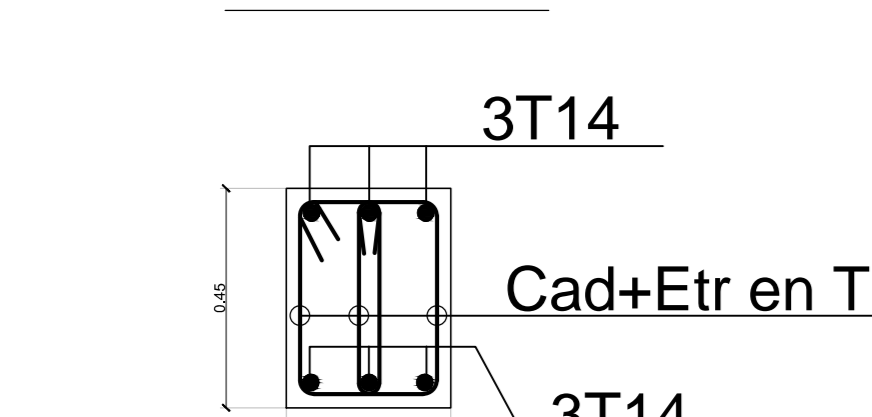
COUPE 2-2



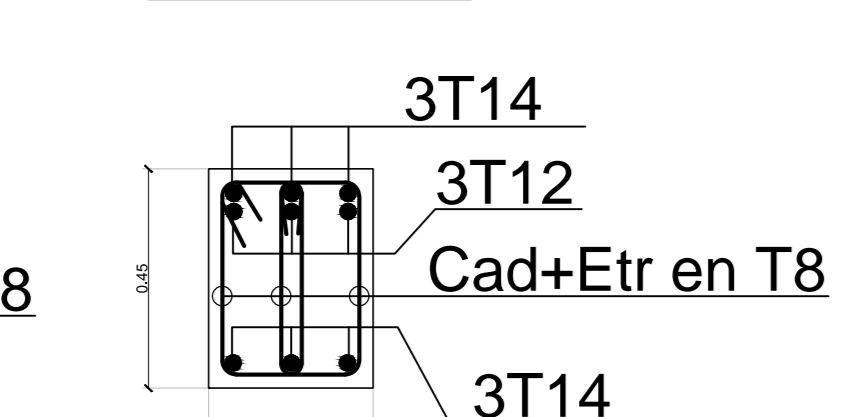
COUPE 3-3



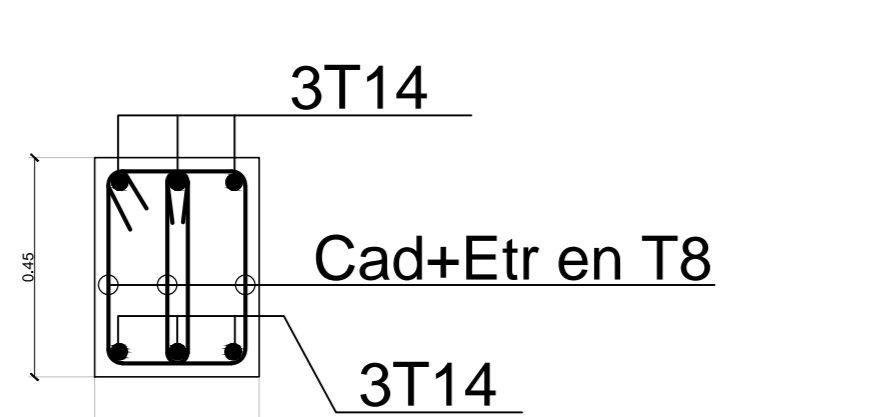
COUPE 4-4



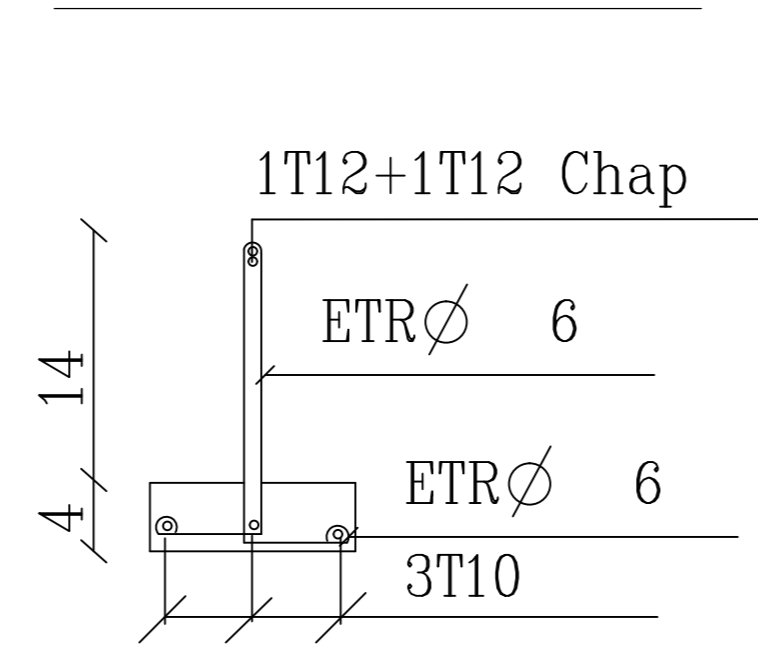
COUPE 5-5



COUPE 6-6

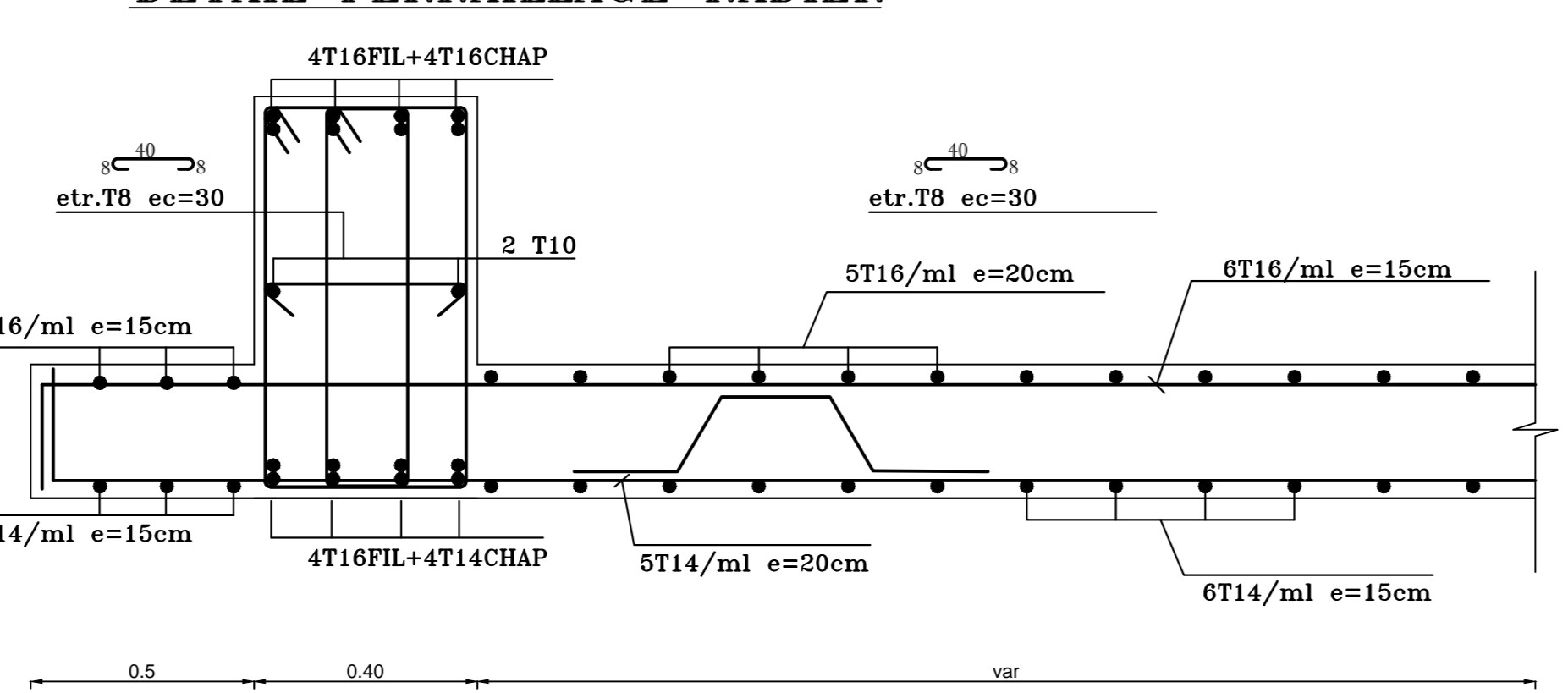


COUPE 1-1

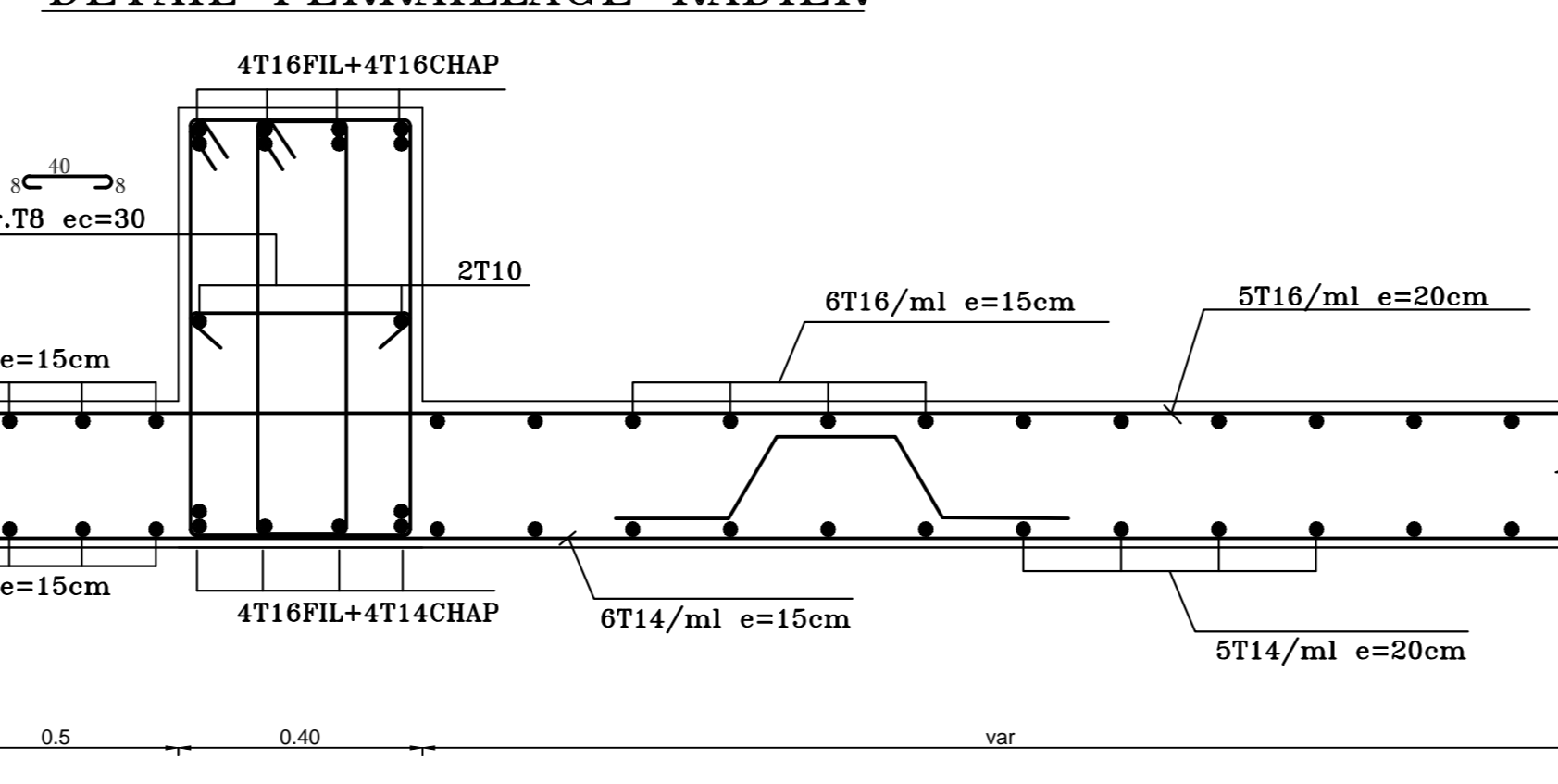


DETAIL FERRAILLAGE RADIER

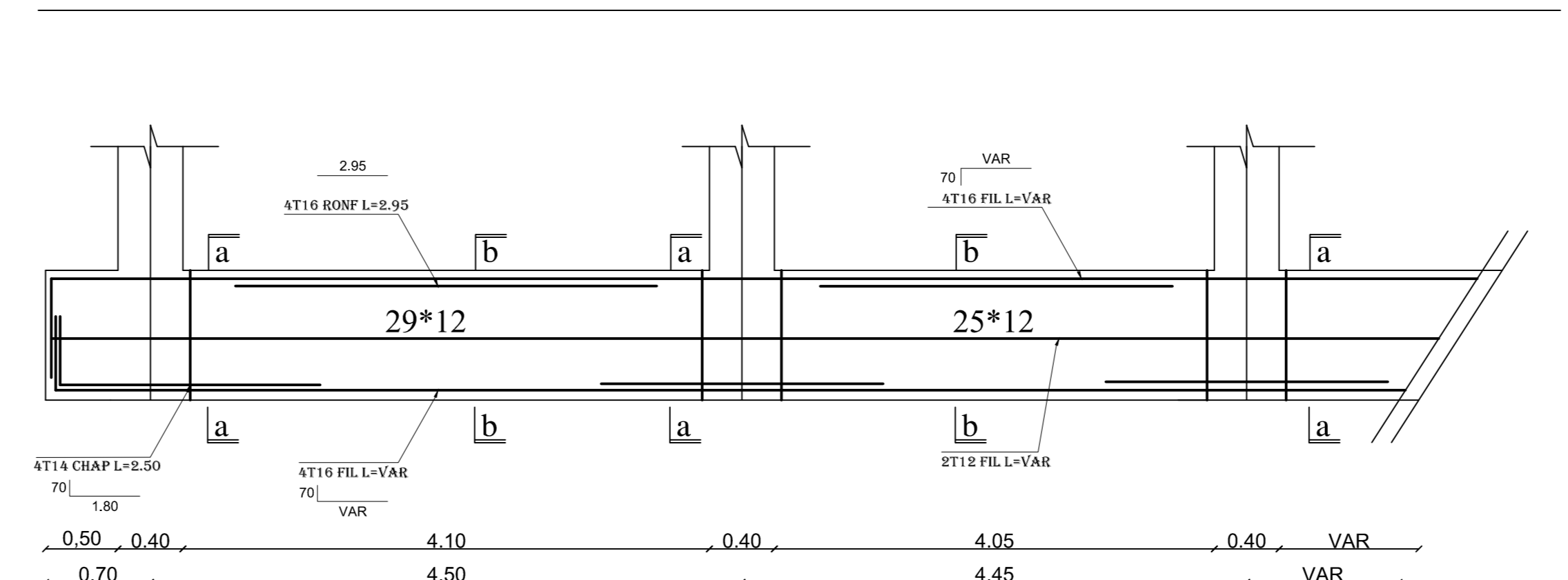
DETAIL FERRAILLAGE RADIER



DETAIL FERRAILLAGE RADIER

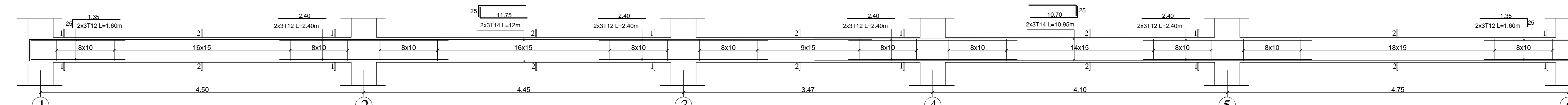


DETAIL FERRAILLAGE NERVURE

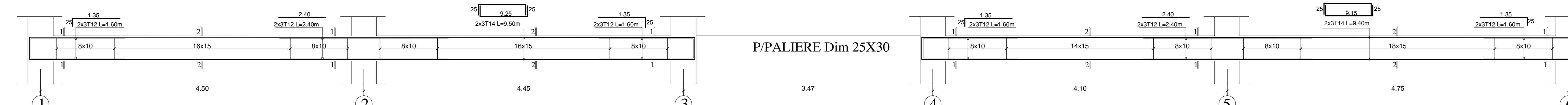


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES Dim/30X40 ECH: 1/50

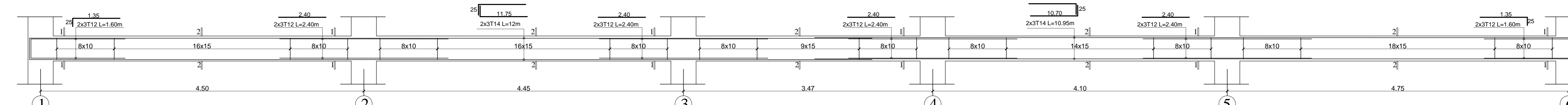
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40 AXE B et C Niv +4.08



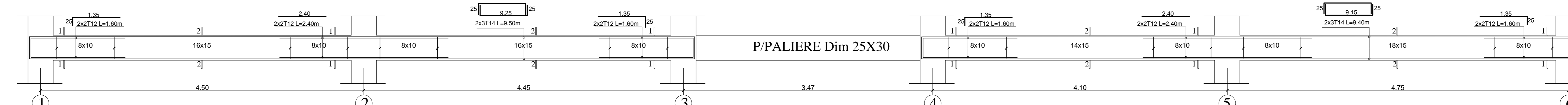
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40 AXE A Niv +4.08



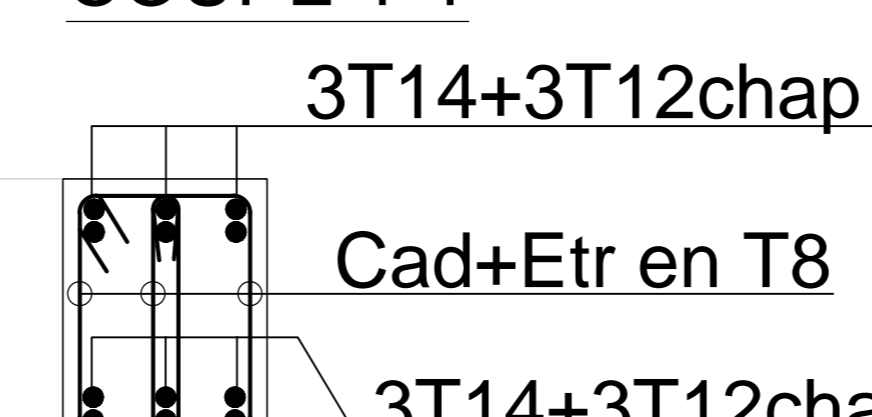
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40 AXE B ET C Niv DU +7.14 a 31.62



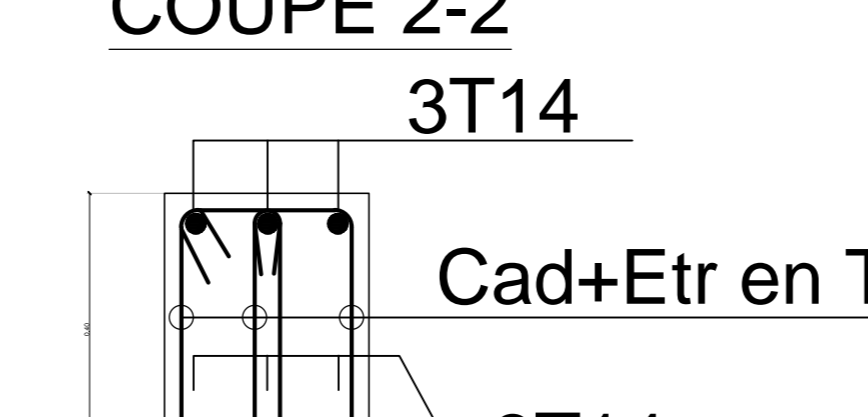
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40 AXE A Niv +7.14 a +31.62



COUPE 1-1

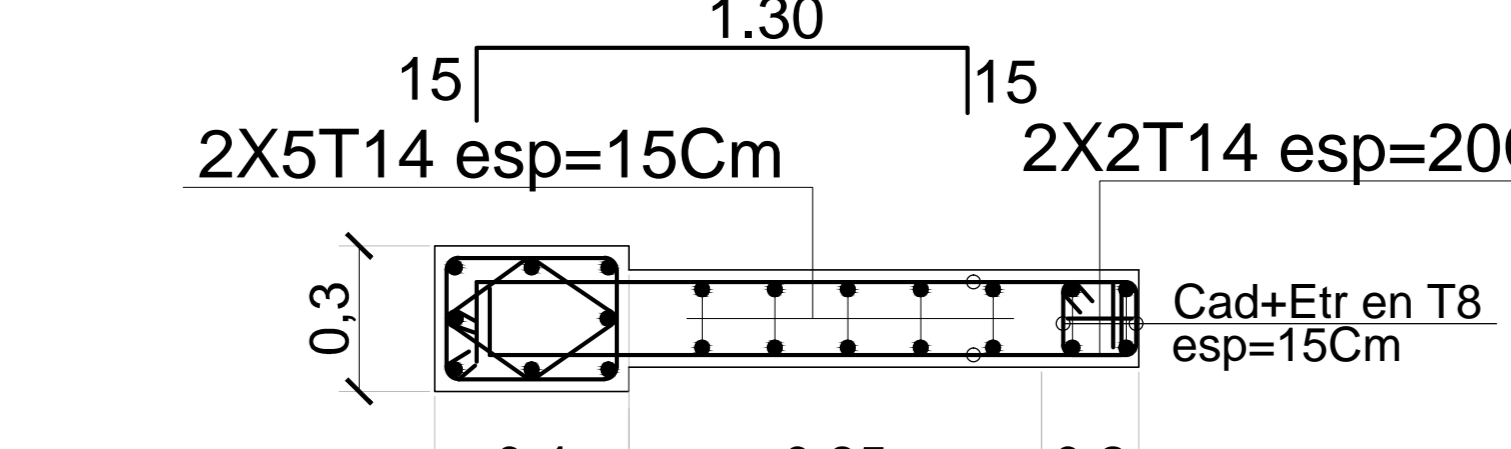


COUPE 2-2

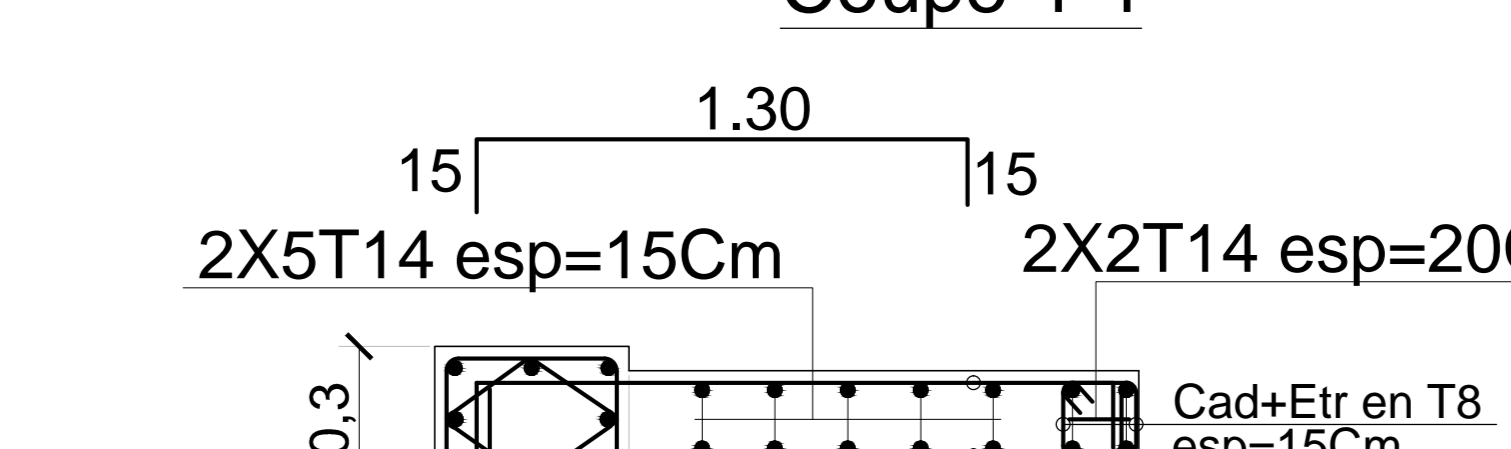


COFFRAGE FERRAILLAGE VOILE VL1

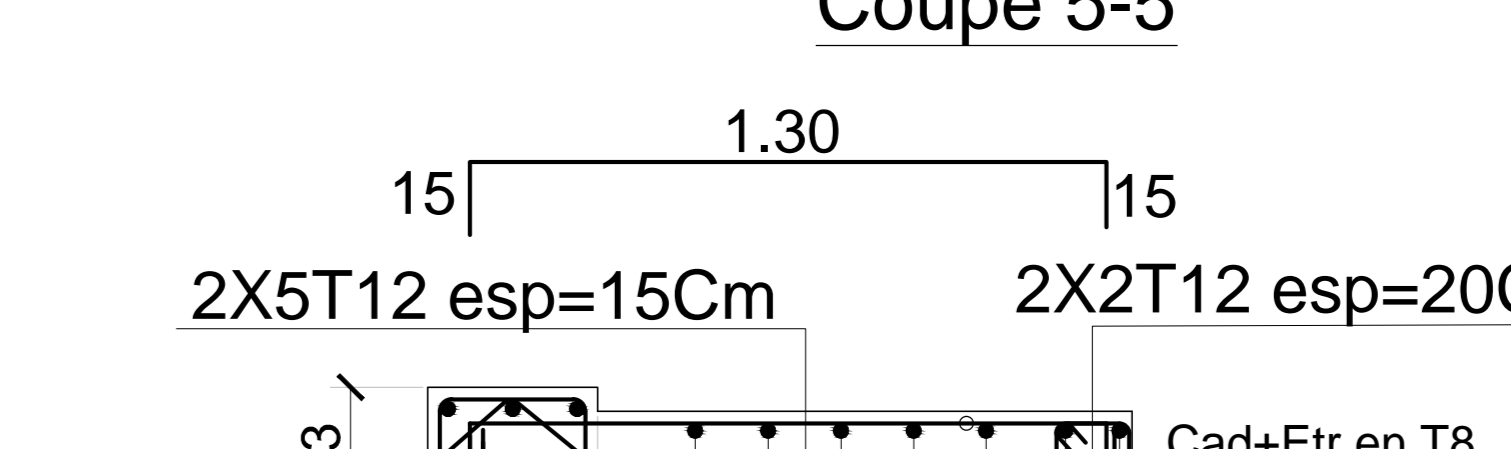
Coupe 1-1



Coupe 4-4

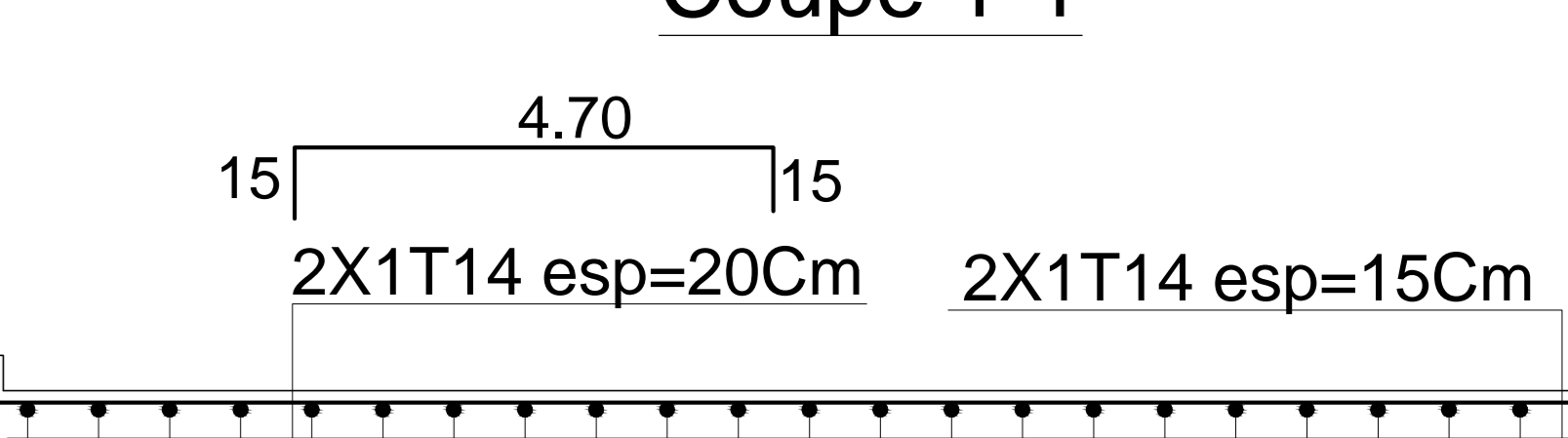


Coupe 5-5

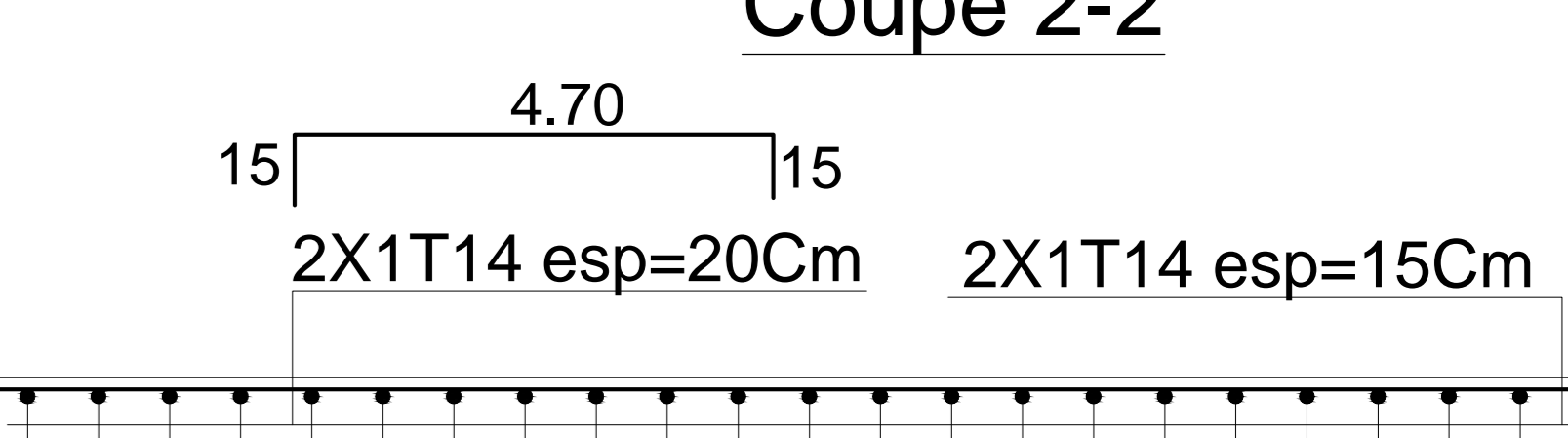


COFFRAGE FERRAILLAGE VOILE VT3

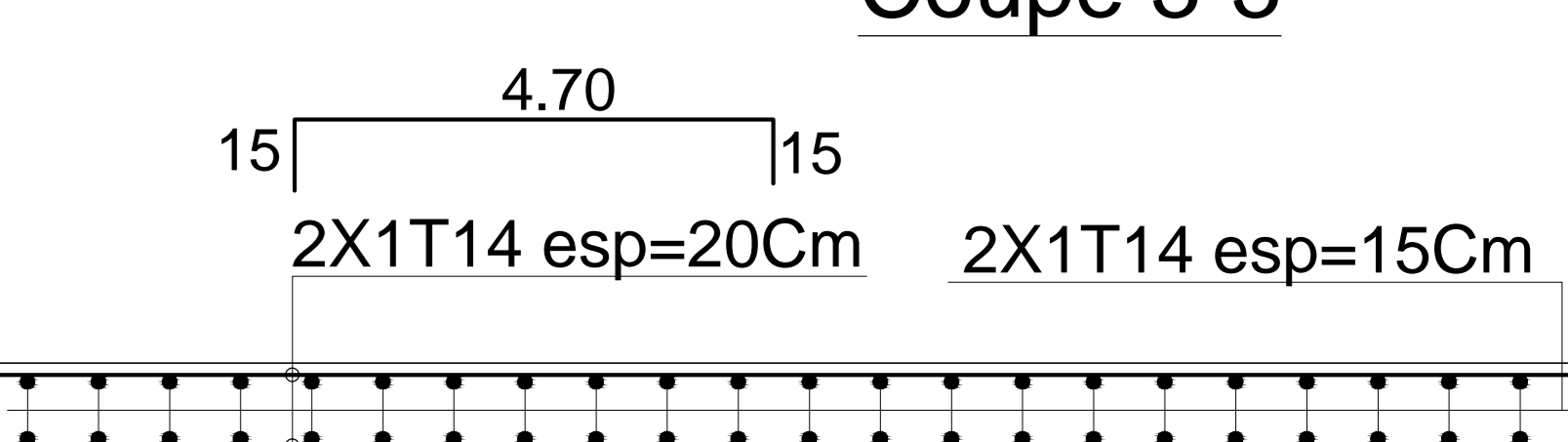
Coupe 1-1



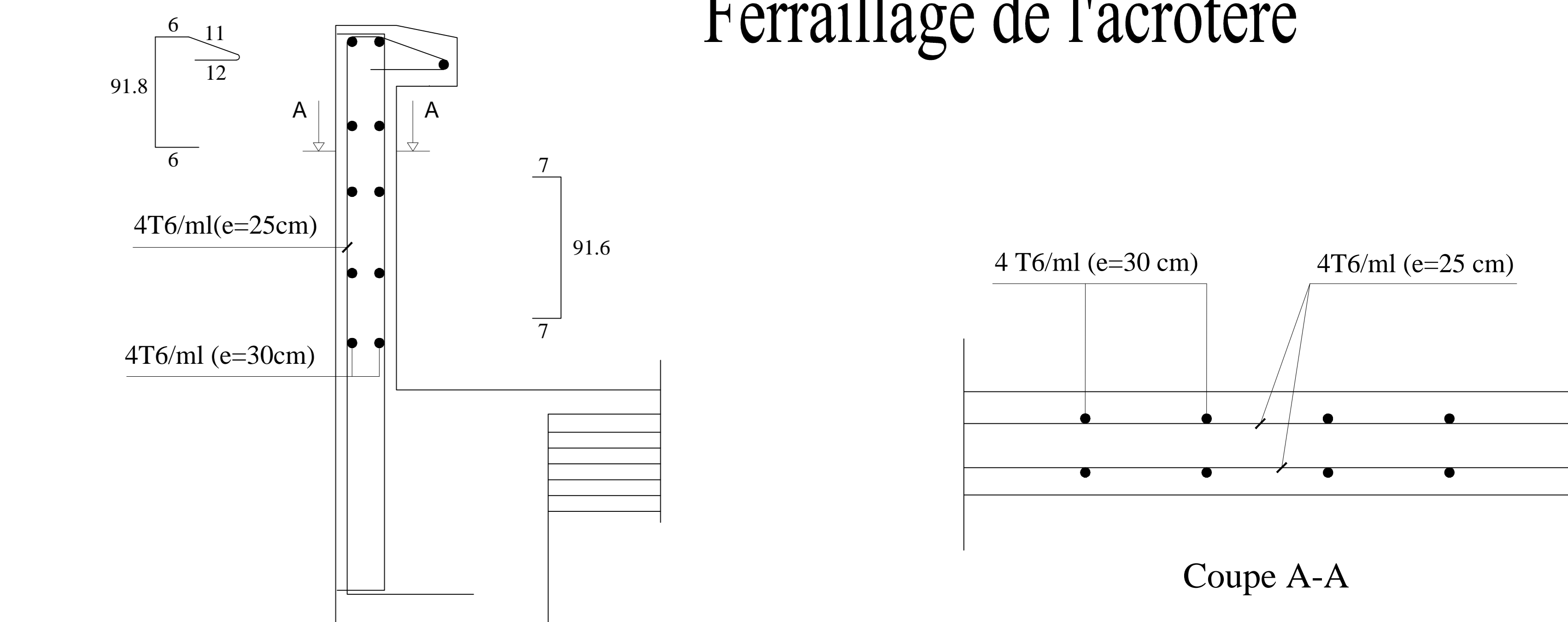
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduit du RPA 99 modifié 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

# BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.

Jean PERCHAT, Jean ROUX

- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé

(Victor DAVIDOVICHI)

- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Recherche globale sur internet.