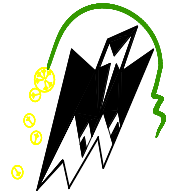


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

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

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation*  
*(Contreventé par voiles) avec application ETABS*



**Dirigé par:**  
**M<sup>me</sup> IDRES**

**Etudié par :**  
**M<sup>r</sup> : HABI ABDELHAKIM.**  
**M<sup>r</sup> : BERRAI GHANI.**

*Année 2015/2016*

# REMERCIEMENT

*Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.*

*Nous sommes également très reconnaissants à notre promotrice Mme IDRES, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les Personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.*



# ★ *Dédicaces* ★

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ❖ *Mes très chers parents qui m'ont aidé et soutenu jusqu'à la fin de mes études.*
- ❖ *Mes très chers frères.*
- ❖ *A tous mes amis(es).*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de notre travail.*

*H. Abdelhakim*



# ★ *Dédicaces* ★

*Je dédie ce modeste travail à :*

- ❖ *Mes très chers parents qui m'ont aidé et soutenu jusqu'à la fin de mes études.*
- ❖ *Mes très chères frères et sœurs.*
- ❖ *A tous mes amis(es).*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de notre travail.*

*B. Ghani*



# Sommaire

## Introduction

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....</b>	<b>12</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>	
<b>III.1 Les planchers.....</b>	<b>27</b>
<b>III.2 L'acrotère.....</b>	<b>43</b>
<b>III.3 L'escalier.....</b>	<b>50</b>
<b>III.4 La poutre palière.....</b>	<b>68</b>
<b>III.5 Les balcons.....</b>	<b>76</b>
<b>III.6 Poutre de chainage .....</b>	<b>82</b>
<b>III.7 La salle machine.....</b>	<b>89</b>
<b>Chapitre IV : Modalisation et vérification des exigences de RPA</b>	
<b>V.1 Présentation de logiciel ETABS.....</b>	<b>96</b>
<b>V.2 Vérification des exigences de RPA.....</b>	<b>113</b>
<b>Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....</b>	<b>123</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....</b>	<b>136</b>
<b>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....</b>	<b>147</b>
<b>Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>158</b>

## Conclusion générale

## Bibliographie

## INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine très vaste est très riche, il est en progression et en développement continue on s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments. Toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et de règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP2000, ROBOT... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième partie qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment R+9 a usage d'habitation). Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

**I) Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en étude et calcul d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+9**) qui sera implanté à Tizi-Ouzou classée selon **RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

**I.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

L'ouvrage a pour dimensions :

Longueur totale :	26,60 m.
Largeur totale :	17,30 m.
Hauteur de rez-de-chaussée :	03,06 m.
Hauteur d'étage courant :	03,06 m.
Hauteur totale :	30,60 m.
Hauteur de l'acrotère :	00,60 m.
Hauteur De la salle machine :	03,06 m.

**I-2) Eléments de l'ouvrage :****I-2.1 - Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres), leurs dispositions se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

**a) Voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

On trouve dans cet ouvrage un type de voile :

1) **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

**b) Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

**I-2.2- Planchers :**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment en corps creux.

**Remarque :**

Cage d'ascenseur, balcons et les paliers de l'escalier sont réalisés en dalle pleine .

### **I-2.3- Maçonnerie :**

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

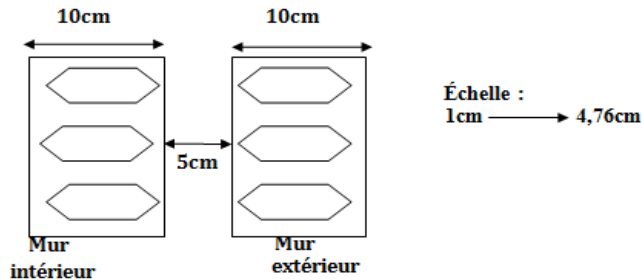


Figure I-1) Schéma descriptif de doubles cloisons

### **I-2.4- Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

### **I-2.5- Escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. est un escalier classique en béton armé (palières et paillasse), coulé sur place.

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

### **I-2.6- Coffrage :**

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

### **I-3) les caractéristiques mécaniques des matériaux :**

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

**I-3-1) béton :**

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite *eau de gâchage*, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle de la compression.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

**A. Composition du béton :**

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

**B. Résistance du béton :****B-a) Résistance du béton à la compression:**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de section  $200\text{cm}^2$  de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée  $16 \times 32$ ), elle est notée  $f_{c28}$ .

☞ A 7 J le béton atteint 50% de sa résistance.	}	Avec les conditions idéales
☞ A 14 J → 80%.		
☞ A 21 J → 90%.		
☞ A 28 J → 99%		

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge  $\leq 28$  sa résistance est calculée comme suit :

$$\text{D'après le (BAEL91/Art2.1,2 2)} \cdot \begin{cases} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95J} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour notre étude on prendra  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**B-b- Résistance du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par ( $f_{ij}$ ), Elle est déterminée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa), \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}.$$

### **B-c-Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le BAEL91 :

#### ➤ **Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée ( la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } (E_{ij} f_{cj}) \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,2 1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

#### ➤ **Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = (1/3) E_{ij} \quad \text{avec } (E_{vj} f_{cj}) \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,2 2})$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### **B-d-Module de déformation transversale du béton :**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec  $E$  : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### **C-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ( $\Delta d/d$ ) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ( $\Delta l/l$ ).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### **D-Les contraintes limites de calcul :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

#### **E-1-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

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

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \left\{ \begin{array}{l} \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \text{cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 1 \\ \theta = 0,9 \\ \theta = 0,85 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h)} \\ \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array}$$

Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
$f_{bu}$	14,20

Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
$f_{bu}$	18,48	20,53	21,74

**E-2 -Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\overline{\sigma}_{bc}=0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc}=15 \text{ Mpa.}$

Pour la vérification il faut que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**E-3-Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$  ; Avec  $V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

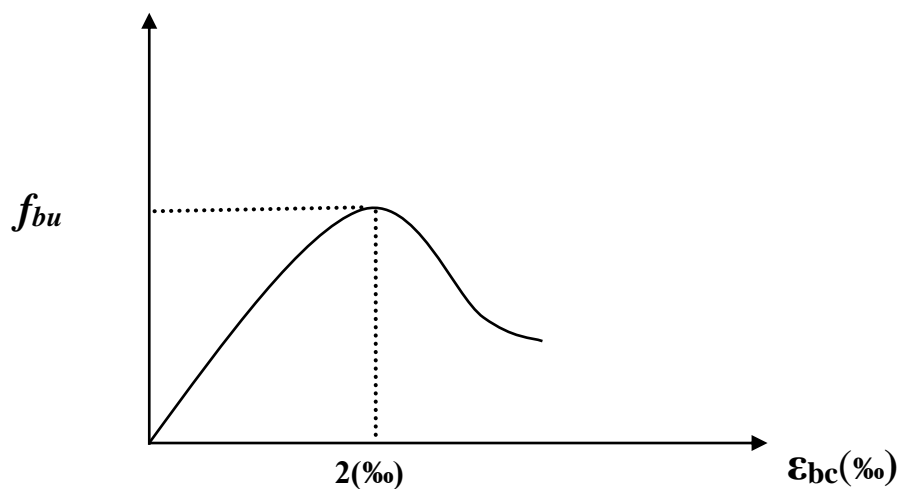
$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \end{array} \right\}$ , pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \end{array} \right\}$ , pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable

**F-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :****1) à l'état limite ultime(ELU) :**

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰



*FigI.2 diagramme réel à l'ELU*

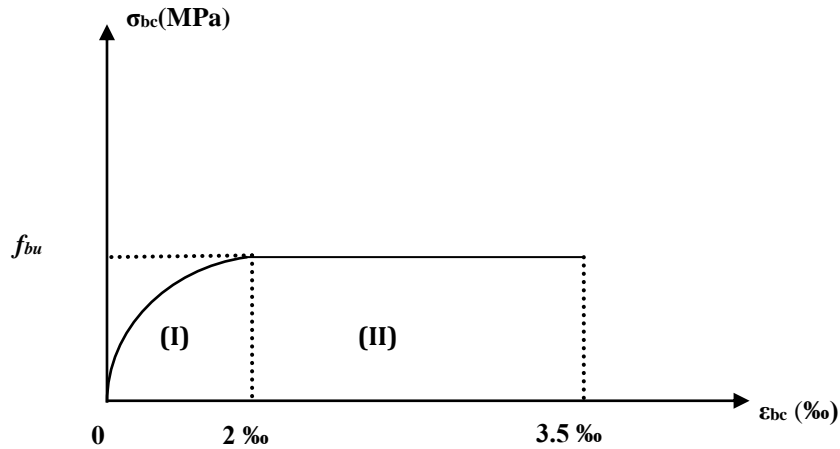


Figure I.3) Diagramme contrainte déformation du béton

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

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

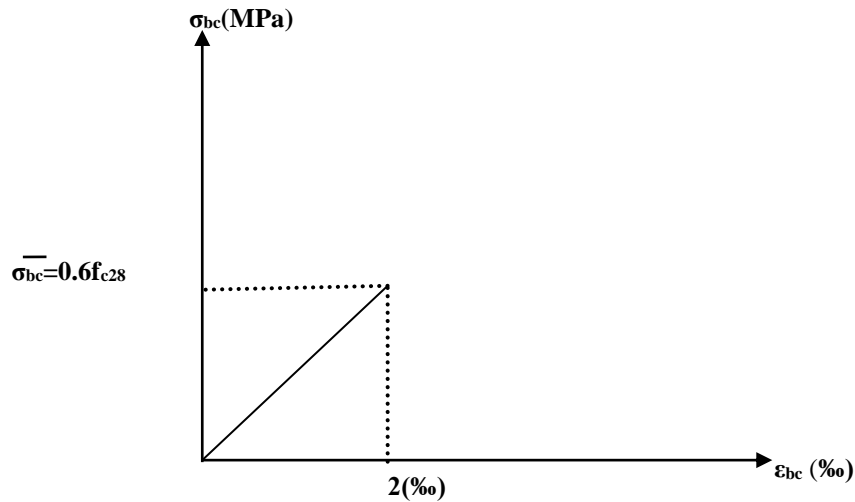
$\varepsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression.

Pour  $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$  la loi de Hooke est applicable :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec  $E_b$  : Module de Young (Module d'élasticité).

**2) à l'état limite de service(ELS) :**

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivant



**Fig I.4) diagramme de contrainte à l'ELS**

**I-3.2) ACIERS :**

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté, L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

**I-3.2-1) Limite d'élasticité :**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

**Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers**

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (‰)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils tréfilés lisse	Ø>6mm	500	14	580

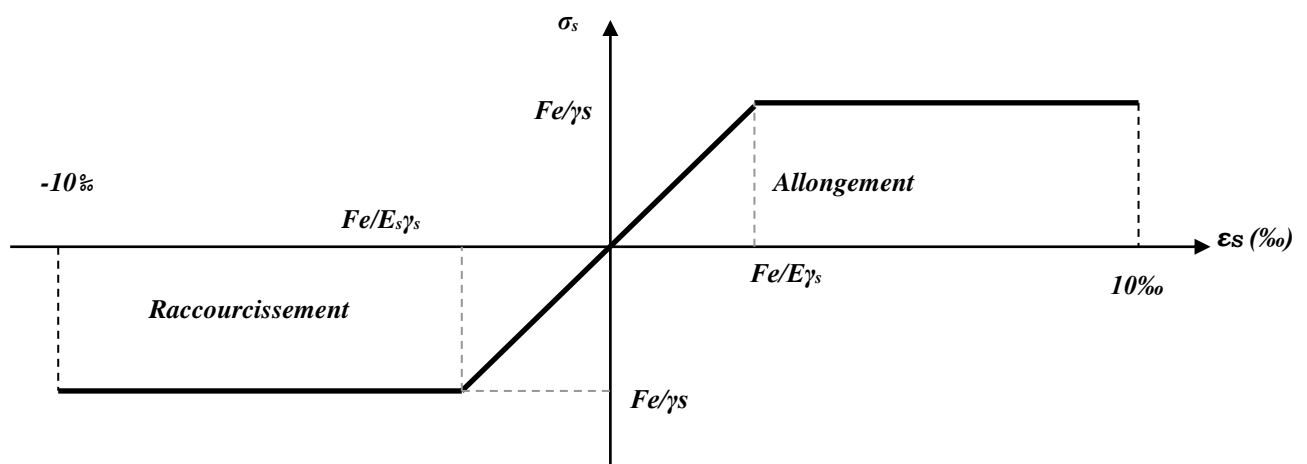
**I-3.2-2) Module d'élasticité longitudinal :**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

**I-3.2-3) État Limite Ultime (ELU) :**

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

**FigI.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier**

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

#### **I-3.2-4) État Limite de Service (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation ( pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} )]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} )]$ .

Avec :  $\eta$  est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; & \text{pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

#### **I-3.2-5) Protection des armatures :**

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$ , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$ , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

- $C \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

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

#### **I-4) HYPOTHESES DE CALCUL :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

##### **I-4.1)État limite ultime (ELU) :**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

##### **I-4.2)État limite de service (ELS) :**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

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

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

**II-1.introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

**II-2. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment .ils sont réalisés en corps creux (hourdis+ dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

**Qui ont un rôle pour :**

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

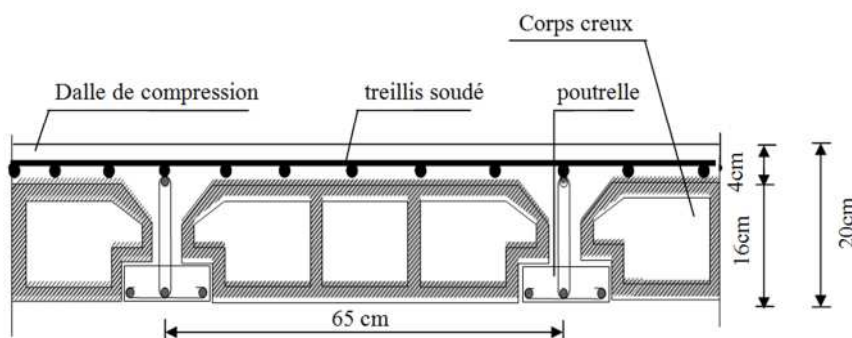
Avec :  $h_t$  : Hauteur du plancher.

$L_{\max}$ : portée libre maximale de la plus grande travée

$$L_{\max}=375-25=350\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55\text{cm}$$

On prend :  $h_t = 20$  cm.

Donc on adopte un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.



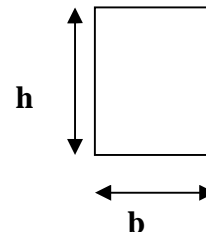
**Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux**

**II-3. Pré dimensionnement des poutres :**

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$



*Fig. II-2)  
Section d'une*

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b : largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

**a) Poutres principales (sens transversal) :**

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

**Pour la hauteur h :**

$$\frac{375 - 25}{15} \leq h \leq \frac{375 - 25}{10} \Rightarrow 23,33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

On prend : h = 35cm.

**Pour la largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}.$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

**b) Poutres secondaires (sens longitudinal):**

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

**la hauteur h :**

$$\frac{350 - 25}{15} \leq h \leq \frac{350 - 25}{10} \Rightarrow 21,66\text{cm} \leq h \leq 32,5\text{cm}$$

On prend : h = 35 cm.

**la largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

**c) Vérification au coffrage selon RPA99 mod 2003/ Art7.5.1 (Zone de moyenne sismicité II.a) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (Art7.5.1/RPA99 version 2003)

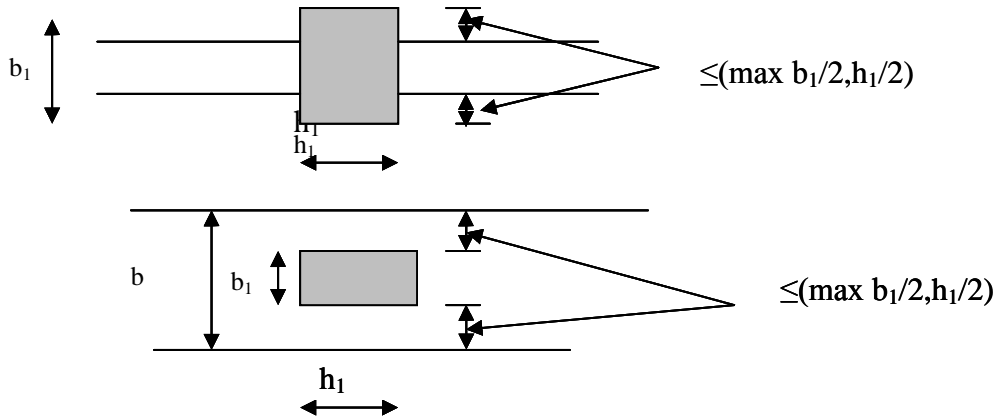
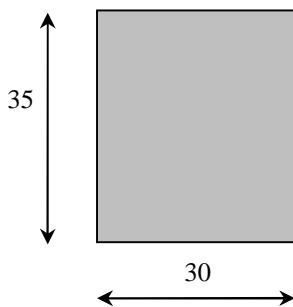


Figure II.3 : les dimensions à respecter pour les poutres

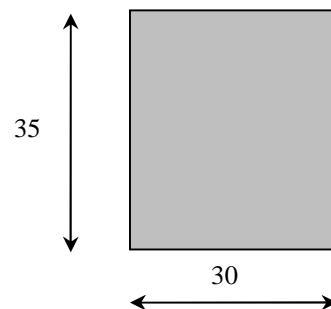
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 h + b \end{array} \right.$$

Tableau II-1) Vérification de RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,16	1,16	OK
$b_{\max} \leq 1.5h + b$	$1.5(35) + 30 = 82.5 \text{ cm}$	$1.5(35) + 30 = 82,5 \text{ cm}$	OK



FigII.4.1 : Dimensions de la poutre principale



FigII.4.2 : Dimension de la poutre

**Conclusion :**

Les conditions de RPA 99 version 2003 et de BAEL 91 sont vérifiées. Finalement on prend :

La section des poutres principales est : (30x35) cm<sup>2</sup>.

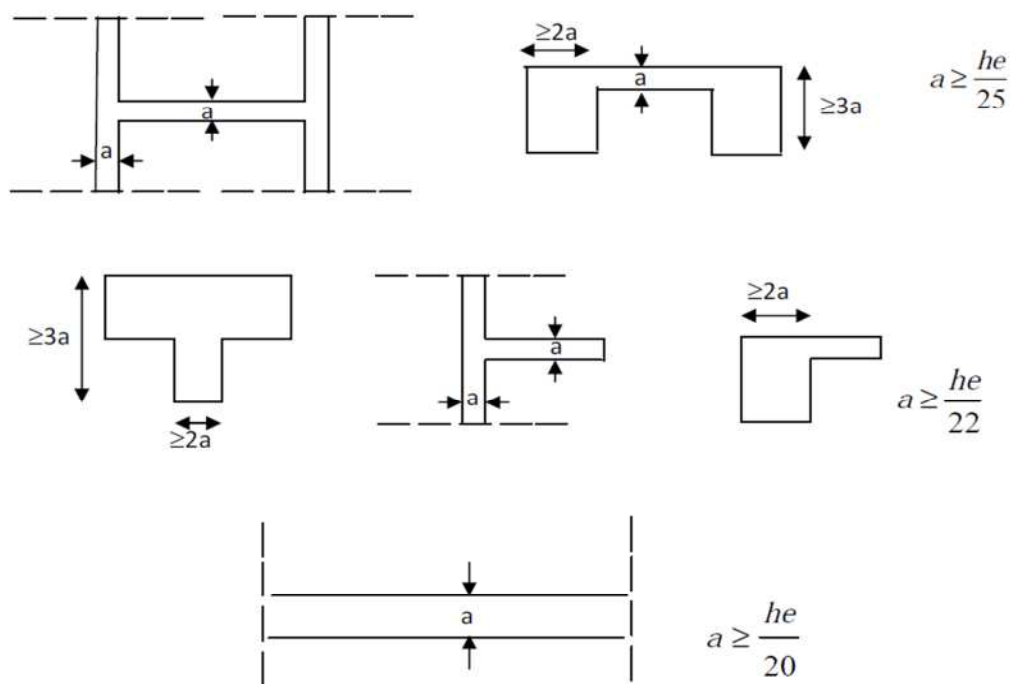
La section des poutres secondaires est : (30x 35) cm<sup>2</sup>.

**II-4.Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):****II-4.1) définition:**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

**II-4.2)Pré dimensionnement:**

Selon le **RPA99 version 2003** Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :



**Figure II.5.1 : Coupe de voile en plan.**

On a donc :

$$h_e = h - h_t$$

Tel que:  $h_t$  : épaisseur de la dalle.

$h_e$  : hauteur du voile.

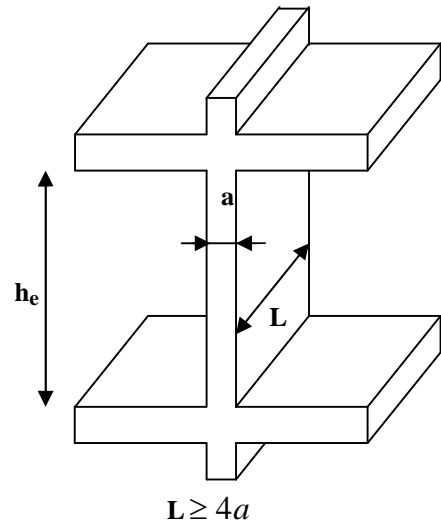
$h$  : hauteur d'étage.

**RDC:**  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \quad ,$$

On prend  **$a = 20 \text{ cm}$**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$



**Figure II.5.2) :**  
*Coupe d'un voile en élévation*

**Pour l'étage courant :**  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On prend  **$a = 20 \text{ cm}$**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

### Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1 m donc la condition  $L \geq 4a$  est vérifié.

### Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition  $L \geq 4a$  participent au contreventement

## II-5.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

### II-5.1.Charges permanentes :

On a la charge  $G = \rho e$

$\rho$  : C'est le poids volumique

$e$  : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

➤ Plancher :a. Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	7	0,35
2	Étanchéité multicouche	0,02	20	0,40
3	Forme de pente en béton	0,05	20	1
4	Feuille de polyane	0,01	13	0,40
5	Isolant thermique	0,04	20	0,40
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,85
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
<b>G<sub>Total</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>5,60</b>

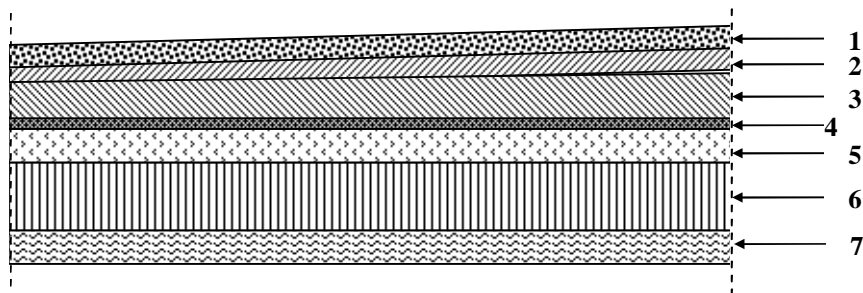


Fig.II.1: Coupe du plancher de la terrasse inaccessible

b. Plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,05	13,33	0,40
4	Plancher en corps creux	0,20	/	2,85
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	1,5	9	0,90
<b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>5,15</b>

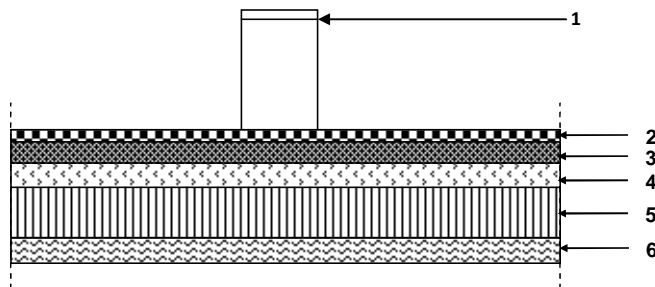


Fig-II-2-coupe du plancher des étages courants

➤ Les balcons

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>2</sup> / cm)	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,20	0,40
2	Mortier de pose	2	0,20	0,40
3	Sable de pose	2	0,18	0,36
4	Dalle pleine en B.A	16	0,25	4
5	Enduit de ciment	1,5	0,18	0,27
<b>G Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>5,43</b>

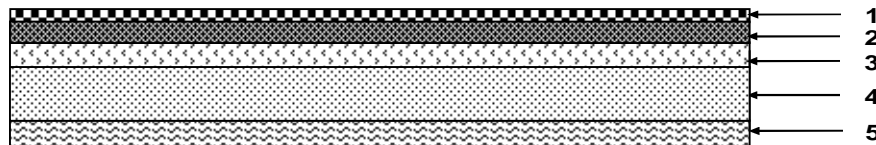


Fig.II.3: Coupe du balcon en dalle pleine

➤ l'acrotère :

calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

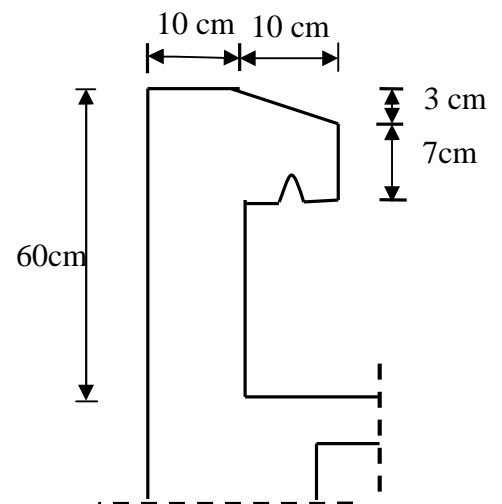
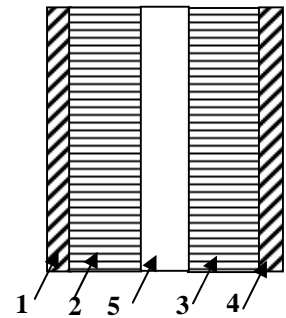


Fig. II-3) schéma statique de l'acrotère

➤ **Maçonnerie :****Murs extérieurs :**

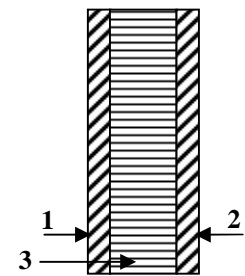
N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en	1,5	0,18	0,27
2	Briques creuses	10	/	0,90
3	Briques creuses	10	/	0,90
4	Enduit en	1,5	0,1	0,15
5	L'âme d'air	5	0	
<b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>2,22</b>



**Fig-II-4**  
mur en double cloison

**Murs intérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en	1,5	0,1	0,15
2	Enduit en	1,5	0,1	0,15
3	Briques creuses	10	/	0,90
<b>G<sub>Total</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>				<b>1,20</b>



**Fig-II-5**  
Mur en simple cloison

**II-5-2-Les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse :  $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation :  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère :  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier :  $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons :  $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

**II-5-2-1 Descente de charge :****A) Les poteaux**

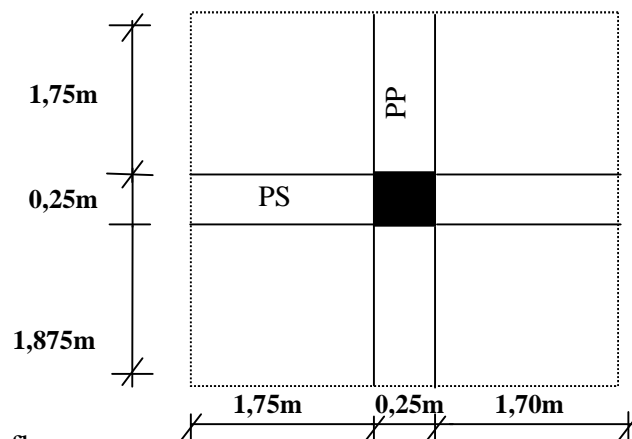
Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad N_s = G + Q$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = \text{effort normal, donnée par la descente de charge.} \\ S = \text{section transversale du poteau.} \\ \overline{\sigma}_{bc} = \text{Contrainte limite service du béton en compression} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{MPa.} \end{array} \right.$$

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :



Surface d'influence :

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

$$S1 = 1,75 \times 1,75 = 3,0625 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,875 \times 1,75 = 3,2812 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,875 \times 1,70 = 3,1875 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,75 \times 1,70 = 2,975 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 3,0625 + 3,2812 + 3,1875 + 2,975 = 12,50 \text{ m}^2$$

**B) Poids propre des éléments :**

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} \times S = 5,60 \times 12,50 = 70 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher courant: } G_{pc} \times S = 5,15 \times 12,50 = 64,37 \text{ kN}$$

**Poutres :**

-Poutres principales :  $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1,875+1,75) = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 3,75 = 8,2 \text{ kN}$

-Poutres secondaires :  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1,75 + 1,70) = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 3,5 = 8,2 \text{ kN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =  $8,2 + 8,2 = 16,4 \text{ kN}$

**Poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b= 25 cm.

h=25cm.

Poteau RDC et Poteaux étage courant:  $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ kN}$

Poids du poteau SS:  $\rho \times S \times h = (0,25 \times 0,25) \times 25 \times 4,08 = 6,37 \text{ kN}$

**C) Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse  $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

- Plancher étage courant : à usage d'habitation  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Donc :

**Étage courant:**  $Q \times S = 1,50 \times 12,50 = 18,75 \text{ kN}$

**Terrasse inaccessible :**  $Q \times S = 1,00 \times 12,50 = 12,50 \text{ kN}$

**II-5-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

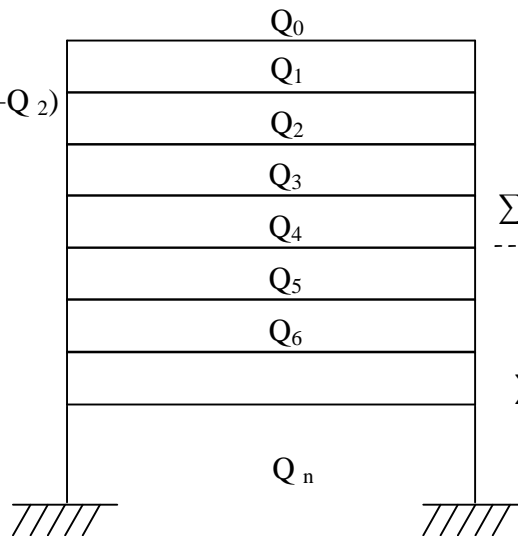
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

**Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$



$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Pour  $n \geq 5$

**Figure II-6 : Coefficients de dégression des surcharges.**

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

**Tableau II-2 : Coefficients de dégression des surcharges**

– Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

$$S_{10} = Q_0 = 12,50 [KN].$$

$$S_9 = Q_0 + Q_1 = 31,25 [KN].$$

$$S_8 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 48,12 [KN].$$

$$S_7 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 63,12 [KN].$$

$$S_6 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76,25 [KN].$$

$$S_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 87,50 [KN]$$

$$S_4 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 96,87 [KN]$$

$$S_3 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 105,69 [KN]$$

$$S_2 = Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 114,5 [KN]$$

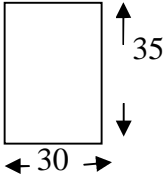
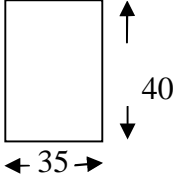
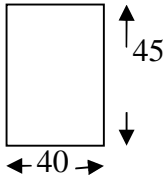
$$S_1 = Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 123,87 [KN]$$

**Tableau II-3 : Dimensionnement des poteaux**

Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

NIV	<u>Charges permanentes(G) [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>9</b>	70	14,76	0	84,76	84,76	12,50	12,50	97,26	64,84	<b><u>30x35</u></b>
<b>8</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	168,67	18,75	31,25	199,92	133,28	<b><u>30x35</u></b>
<b>7</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	252,58	18,75	48,12	300,70	200,47	<b><u>30x35</u></b>
<b>6</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	336,49	18,75	63,12	399,61	266,41	<b><u>35x40</u></b>
<b>5</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	420,40	18,75	76,25	496,65	331,10	<b><u>35x40</u></b>
<b>4</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	504,31	18,75	87,50	591,81	394,54	<b><u>35x40</u></b>
<b>3</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	588,22	18,75	96,87	685,09	456,73	<b><u>40x45</u></b>
<b>2</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	672,13	18,75	105,69	777,82	518,54	<b><u>40x45</u></b>
<b>1</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	756,04	18,75	114,50	870,54	580,36	<b><u>40x45</u></b>
<b>RDC</b>	64,37	14,76	4,78	83,91	839,95	18,75	123,87	936,82	624,55	<b><u>40X45</u></b>

**Tableau II-4: récapitulatif de la descente de charge sur le poteau(E2)**

Etages	Section transversale	Géométrie de la section
7,8,9	1050 cm <sup>2</sup> .	
4,5,6	1400 cm <sup>2</sup> .	
RDC, 1, 2, 3	1800 cm <sup>2</sup> .	

**II-5-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux(Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

**1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots 1$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots 2$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots 3$$

**Poteau de RDC et 1<sup>ère</sup> 2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup> étages :**

–  $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40\text{cm}, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée.

**Pour le RDC et le 1<sup>ère</sup> étage 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages:**

–  $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} \rightarrow$  Condition Vérifiée.

$$-1/4 < b_1/h_1 = 40/45 = 0.88 < 4cm \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### Poteau du 4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages:

$$- \text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35\text{cm}, 40\text{cm}) = 35\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3\text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$-1/4 < b_1/h_1 = 35/40 = 0,875 < 4\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### Poteaux du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages :

$$- \text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30\text{cm}, 35\text{ cm}) = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3\text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$-1/4 < b_1/h_1 = 30/35 = 0,857 < 4\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**Conclusion :** les dimensions des sections des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

## 2. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

Avec :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} : \text{L'élancement du poteau ;}$$

$$I_f : \text{Longueur de flambement, } (I_f = 0,707 l_0)$$

$L_0$  : Hauteur libre du poteau ;

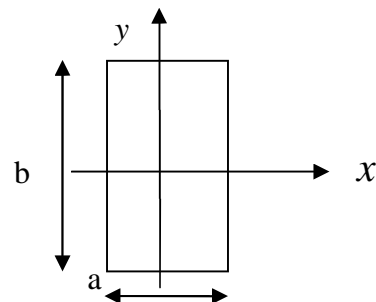
$I$  : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $yy$  (axe faible) ;

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \sqrt{I} = \frac{ab^3}{12} \text{ Avec } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = a \times b =$  Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{I}{ab}}} = \frac{0,7 L_0}{b} \sqrt{12}$$



**Poteau du RDC et 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :**

$(40 \times 45) \text{ cm}^2$ ,  $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16,42 < 50 \longrightarrow$  vérifiée.

**-Poteau du 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages :**

$(35 \times 40) \text{ cm}^2$ ,  $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18,77 < 50 \longrightarrow$  vérifiée.

**-Poteaux du 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages :**

$(30 \times 35) \text{ cm}^2$ ,  $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21,90 < 50 \longrightarrow$  vérifiée.

**Conclusion :**

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement

**III-1) Calcul des planchers :**

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

\* Limiter les risques de fissuration par retrait ;

\* Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

\* réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

Et en plus, on fera l'étude pour la dalle pleine de la cage d'ascenseur reposant sur quatre appuis ainsi que les balcons.

**III-1-1) Plancher en corps creux :**

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est ce lui de l'étage courant.

**III-1-2) Détermination des dimensions de la section en T :**

Hauteur de la section .....  $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur de la table de compression.....  $h_0 = 4 \text{ cm}$

L'enrobage.....  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile.....  $d = 18 \text{ cm}$

$b_1$  : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$L_1$  : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 350 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{350}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 35.5, 32)$$

$b_1 = 26,5\text{cm}$   
 b: largeur de la table de compression  
 $b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$   
 $b = 65\text{cm}$

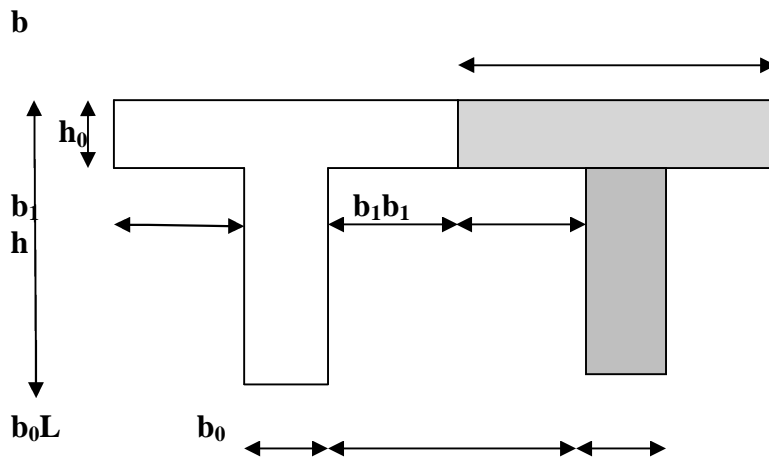


Figure III-1-1) : schéma d'une section en T.

### III-1-3) Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures // aux poutrelles.

#### III-1-3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{cm}^2/\text{ml}$$

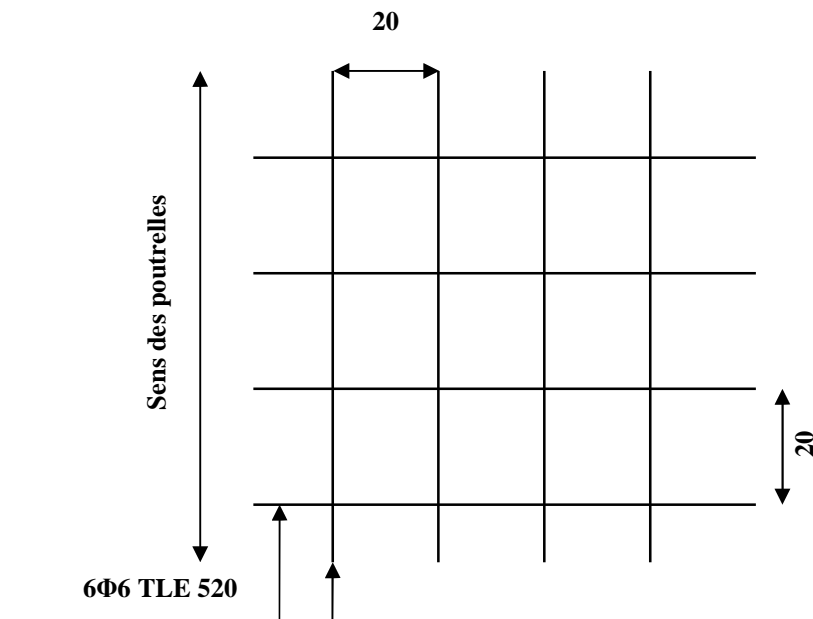
L : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

Soit :  $A_{\perp} = 6T6 = 1,7 \text{cm}^2$  ; avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### III-1-3.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec  $S_t = 20 \text{ cm}$



**Fig. III-1-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé**

### **III-1-3-3) calcul de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

#### **❖ Avant le coulage :**

la poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à  $1 \text{ KN/ml}$

#### **a) combinaison des charges :**

**A L'E.L.U :**

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

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

$$Q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

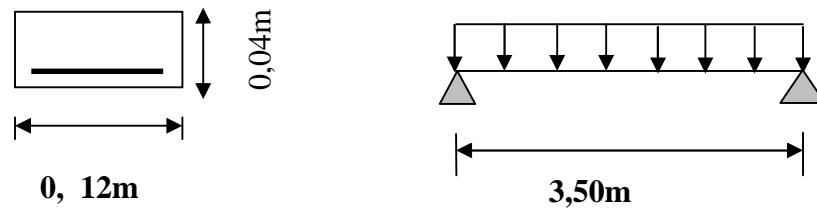


Figure III-1-3): schéma statique de la poutelle

b) Calcul des efforts internes max :

Le moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \left( \frac{2,5 \times (3,50)^2}{8} \right) = 3,82 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \left( \frac{2,5 \times (3,50)}{2} \right) = 4,375 \text{ KN}$$

c) Ferraillage de la poutelle :
 $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  avec  $c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

$$\mu = \left( \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right) = \frac{(3,82 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 5,60 > 0,392 \rightarrow (\text{S.D.A}).$$

NB : Comme la section de la poutelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

❖ Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Poids du plancher :  $G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$ 

(G Charge permanente de plancher)

Surcharge d'exploitation (étage courant):  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ 

Combinaison de charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 0,975 = 6,37 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,37 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$Q_s = G + Q = 3,64 + 0,975 = 4,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 4,61 \text{ KN/ml}$$

**b) Choix de la méthode de calcul :****b-1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

✓ **Hypothèses :**

-la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \left\{ 2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \right\}$$

-La fissuration est non préjudiciable.

-Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

✓ **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } Q = 2,60 \text{ KN/ml} \\ 2G = 2 \times 4,19 = 8,38 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

-la fissuration est non préjudiciable  $\implies$  **Condition vérifiée**

-Les poutrelles du planché ont une même inertie dans les différentes travées

-Les portées vérifient  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ 

$$\text{On a : } \left( \frac{340}{320}; \frac{320}{350}; \frac{350}{340}; \dots \right) = (1,06; 0,91; 1,02; \dots)$$

$$0,8 \leq (1,06; 0,91; 1,02; 0,91; 1,09; 0,91) \leq 1,25 \implies \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

**c) Principe de la méthode:**

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

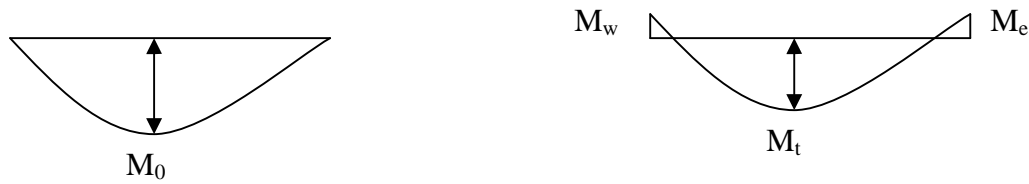


Figure III-1-4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

**d) Exposé de la méthode :**

- le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \rightarrow \alpha = 0$  et pour  $Q=2G \rightarrow \alpha = 2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

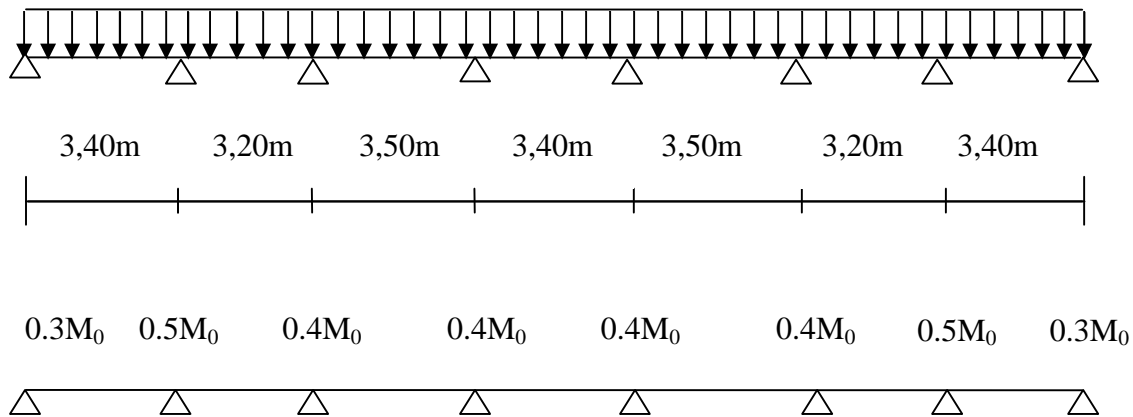
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \end{array} \right.$$

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

- 0,6 $M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0,5 $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- 0,4 $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- 0,3 $M_0$  pour les appuis de rive semi encastés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

- **Diagramme des moments :**



➤ **Calcul des coefficients :**

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,975 / (0,975 + 3,64) = 0,211 \text{ tel que } 0 \leq \alpha \leq 2/3 \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 0,66$$

$$\alpha = 0,211 \rightarrow 0 \leq 0,211 \leq 0,66 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les valeurs prises pour  $M_t$ ,  $M_w$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0]$$

$$\text{Travée intermédiaire: } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0,3 \times 0,211}{2} M_0 = 0,53M_0$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2+0,3 \times 0,211}{2} M_0 = 0,63M_0$$

$$\text{On a : } 1 + 0,3\alpha = 1 + (0,3 \times 0,211) = 1,063$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

**Travée de rive :**

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0$$

$$M_t + \left( \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \right) \geq \max (1,063 M_0 ; 1,05M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,66M_0$$

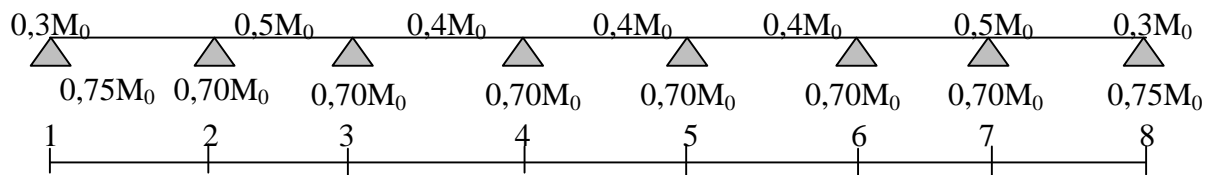
On prend  $M_t = 0,70M_0$

**Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0$$

$$M_t + \left( \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \right) \geq \max (1,063 M_0 ; 1,05 M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,61 M_0$$

On prend  $M_t = 0,65M_0$



**Figure III-1-5): moments sur appuis et travée**

### III-1-4) Calcul à L'E.L.U :

#### a) Calcul des Moments isostatiques:

$$Q_u = 6,37 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = M_{045} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6,37 \times (3,40)^2 / 8 = 9,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6,37 \times (3,20)^2 / 8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6,37 \times (3,50)^2 / 8 = 9,75 \text{ KN.m}$$

#### b) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = M_{t7-8} = 0,75 \times M_{012} = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t6-7} = 0,70 \times M_{023} = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M_{t5-6} = 0,70 \times M_{034} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} = 0,70 \times M_{045} = 6,44 \text{ KN.m}$$

#### c) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}, M_{056}) = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \max (M_{056}, M_{067}) = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \max (M_{067}, M_{078}) = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,3 M_{078} = 2,76 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u \cdot L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

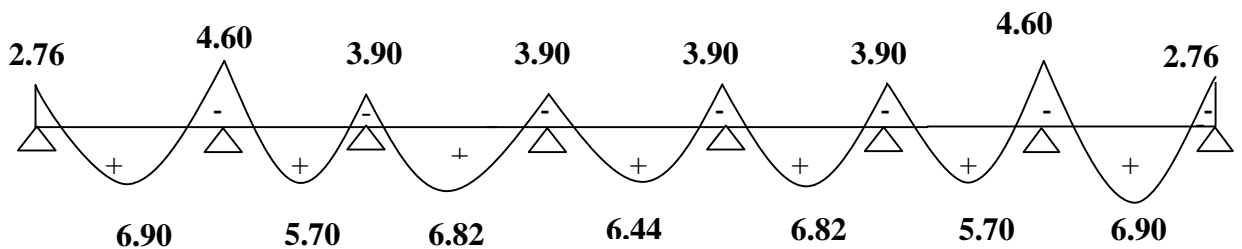
**Tableau :** tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

**Tableau III-1-1) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:**

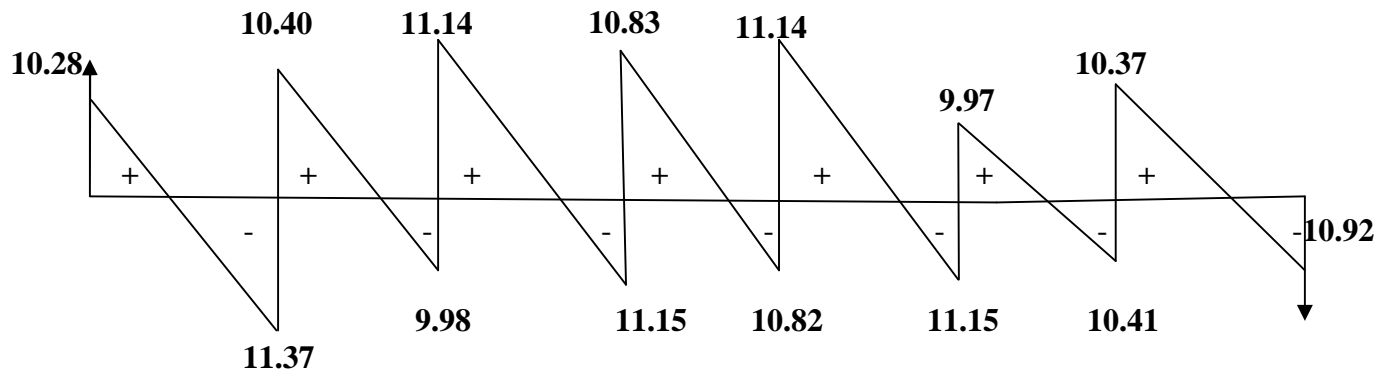
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	2,76	4,60	3,90	3,90	3,90	4,60	2,76
$M_e$ (KN.m)	2,76	4,60	3,90	3,90	3,90	4,60	2,76
$T_w$ (KN)	10,28	10,40	11,14	10,83	11,14	9,97	10,73
$T_e$ (KN)	-11,37	-9,98	-11,15	-10,82	-11,15	-10,41	-10,92
$M_l$ (KN.m)	6,90	5,70	6,82	6,44	6,82	5,70	6,90

**e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

✓ diagramme des moments :



**III-1-6): Diagramme des moments fléchissant**



**FigIII-1-7): Diagramme des efforts tranchant**

**III-1-5) Calcul des armatures :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 6,90 \text{ KN m}$$

$$M_a^{\max} = 4,60 \text{ KN}$$

**III-1-5.1) Armatures en travée :**

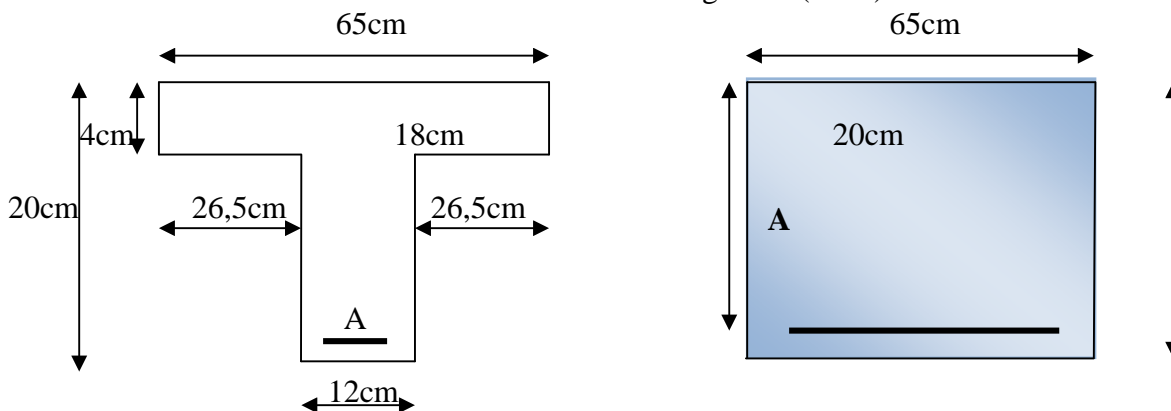
Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN m}$$

$$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 6,90 \text{ KN m} \longrightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression}$$

d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h).



**FigIII-1-9): section en T**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,90 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,023 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,90 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,11 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2}.$$

**III-1-5-2) Armatures aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

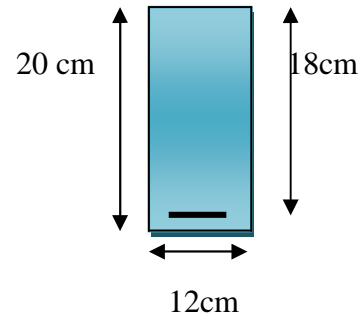
$$M_a^{\max} = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,60 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,083 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,083 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,60 \times 10^3}{0,957 \times 18 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 1 \text{ HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

**III-1-5-3) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 14 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**III-1-5.6) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(62; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**III-1-6) Vérification à L'E.L.U :****III-1-6.1) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Lorsque les armatures transversales sont droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{ct28}; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11,37 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,526 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,526 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{.....(Condition vérifiée).}$$

**III-1-6.2) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \left( \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \left( \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} \right) = 0,26 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t = 1,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 0,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

**III-1-6.3) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)**On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ 

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{11,37 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 0,74 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence,  $\tau_{se}$  pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0,74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

**III-1-6.4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$  avec  $a = 0,9d$   
 $V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$ 

$$V_u^{\max} = 11,37 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

**III-1-6.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$V_u^{\max} = 11,37 \text{ KN} ; M_{\max} = 4,60 \text{ KN m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 11,37 + \frac{4,60}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,489 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

**III-1-6.6) Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A6.1.23 )**

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante

$$l_s = \frac{\varphi \cdot F_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

**III-1-7) Calcul à L'E.L.S :****III-1-7-1) Calcul des moments isostatiques :**

$Q_s = 4.61 \text{ KN/ml}$

$$M_{012} = M_{045} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,61 \times (3,40)^2 / 8 = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,61 \times (3,20)^2 / 8 = 5,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,61 \times (3,50)^2 / 8 = 7,05 \text{ KN.m}$$

**III-1-7-2) Moments en Travées:**

$$M_{1-2} = M_{7-8} = 0.75 \times M_{012} = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2-3} = M_{6-7} = 0.70 \times M_{023} = 4,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-3-4} = M_{5-6} = 0.70 \times M_{034} = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-4-5} = 0.70 \times M_{045} = 4,66 \text{ KN.m}$$

**III-1-7-3) Calcul des Moments sur appuis:**

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 1,99 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{045}, M_{056}) = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.4 \max (M_{056}, M_{067}) = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.5 \max (M_{067}, M_{078}) = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0.3 M_{078} = 1,99 \text{ KN.m}$$

**III-1-7-4) Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s \cdot L}{2} \text{ et } T_e = T_w - q_s \cdot L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

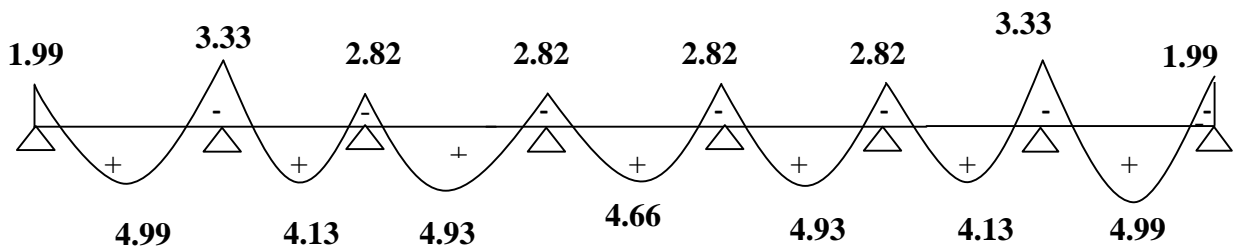
**Tableau :** tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

**Tableau III-1-2) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:**

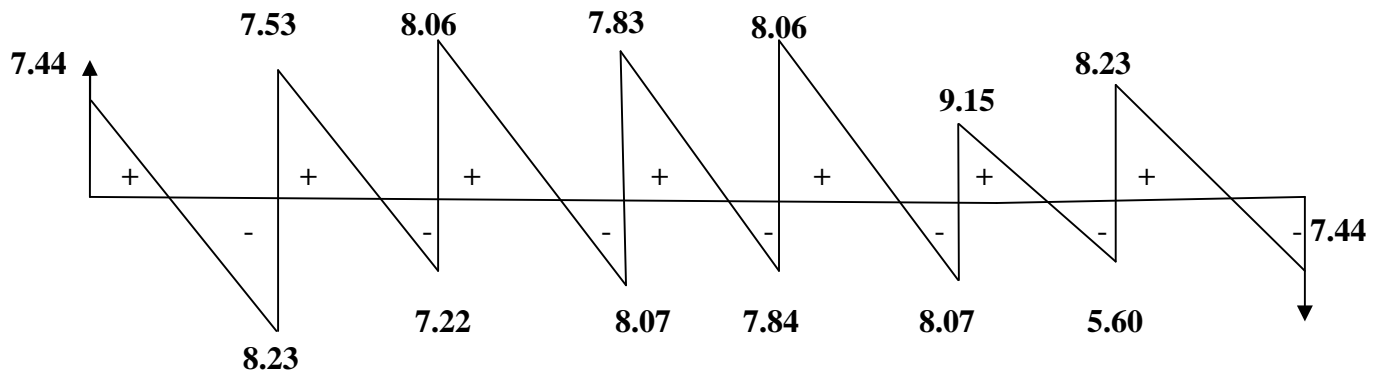
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	1,99	3,33	2,82	2,82	2,82	3,33	1,99
$M_e$ (KN.m)	1,99	3,33	2,82	2,82	2,82	3,33	1,99
$T_w$ (KN)	7,44	7,53	8,06	7,83	8,06	9,15	8,23
$T_e$ (KN)	-8,23	-7,22	-8,07	-7,84	-8,07	-5,60	-7,44
$M_t$ (KN.m)	4,99	4,13	4,93	4,66	4,93	4,13	4,99

**III-1-7-5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

✓ diagramme des moments :



**III-4-7): Diagramme des moments fléchissant**



**III-4-8): Diagramme des efforts tranchant**

**III-1-8) Vérification à l'ELS :****III-1-8-1) Vérification des contraintes :****a) En travée :**

$$M_t^{\max} = 4,99 \text{ KN m}$$

dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,5}{12 \times 18} = 0,69$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,69 \rightarrow K_1 = 26,32 \rightarrow \beta_1 = 0,879$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{4,99 \times 10^6}{0,879 \times 180 \times 150} = 210,25 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**Dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} (\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,05 \times 210,25 = 10,51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**b) En appuis :**

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ( $b_0, h$ ) :

$$M_a^{\max} = 3,33 \text{ KN.m}$$

dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 0,78}{12 \times 18} = 0,36$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,36 \rightarrow K_1 = 38,76 \rightarrow \beta_1 = 0,907 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,76} = 0,025$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,33 \times 10^6}{0,907 \times 180 \times 157} = 129,91 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 129,91 = 3,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**III-1-8-2) Vérification des ouvertures de fissuration :**

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

**III-1-8-3) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art.B68.4.24)**

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\diamond \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

$h$  : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

$M_0$  : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

$M_t$  : Moment fléchissant max en travée.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$L$  : portée libre.

$d$  : hauteur utile.

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0,053 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,053 > \frac{4.99}{15 \times 11.20} = 0,033 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\diamond \frac{150}{120 \times 180} = 0,007 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

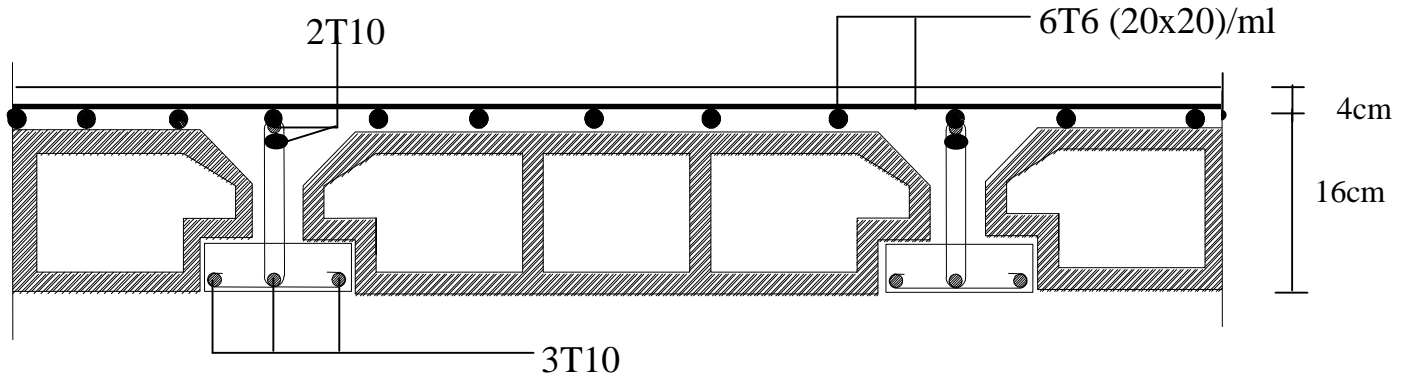


Figure III.1.11 : Plan de ferrailage du plancher

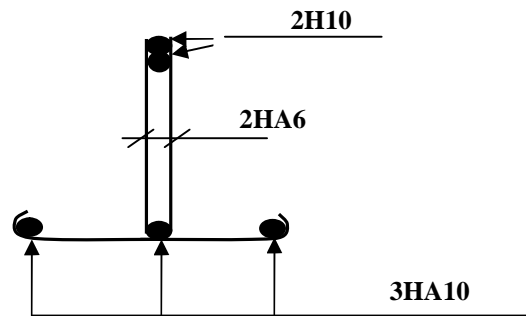


fig III.1.12: Plan de ferrailage de poutrelle

**III.2. L'acrotère**

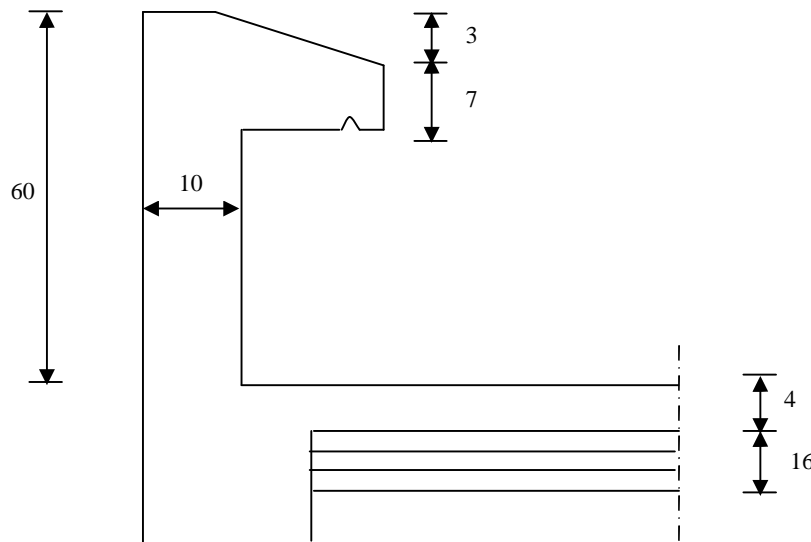
**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

**III.2.1. Calcul de l'acrotère :**

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.2.1 Coupe verticale de l'acrotère**

**III.2.2. Les sollicitations :**

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho.S.1ml$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.  
 $S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [(0,6 \times 0,1) + [(0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2}]] = 1,713 \text{KN/ml.}$$

$$G = 1,713 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN /ml}$
- Effort normale du au poids propre :  $N = G \times 1 = 1,713 \text{KN}$
- Effort de tranchant :  $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN /ml}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ml} \times H = 0,60 \text{KN.m}$

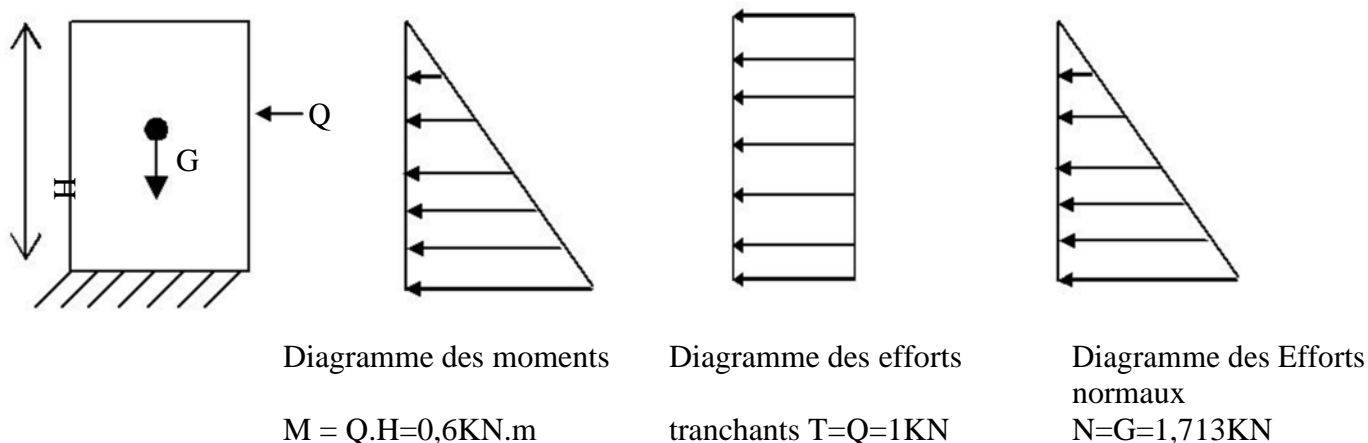


Fig. : III.2.2 Schéma statique

**III.2.3. Les combinaisons de charge:**

**A L'ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

- Effort normal  $N: N_u = 1.35 N = 1,35 \times 1,713 = 2,31 \text{ KN}$
- Moment fléchissant :  $M_u = 1.5 M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T :  $T_u = 1.5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

**A L'ELS :  $G + Q$**

- Effort normal:  $N_s = N = 1,713 \text{ KN}$
- Moment de renversement:  $M_s = M = 0,6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T :  $T_s = T = 1 \text{ KN}$

**III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :**

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

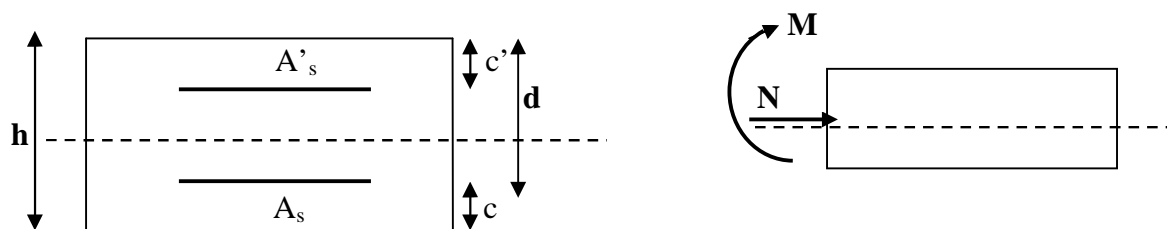


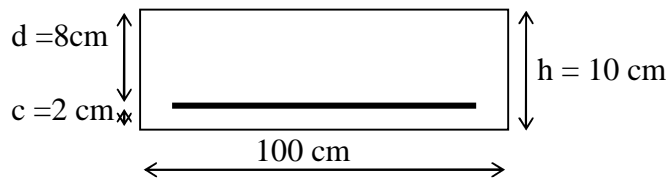
Fig.III.2.3. Schéma statique de la section de l'acrotère

**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.

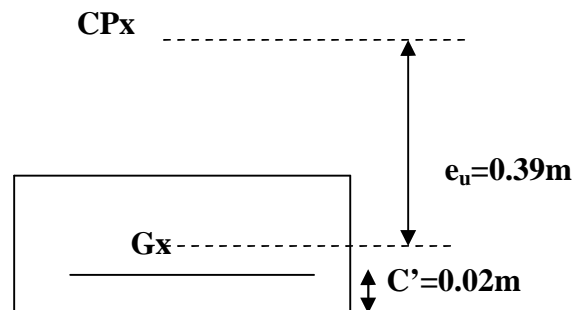
Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »



**III.2.4.1 Calcul à L'ELU :**

**Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 m > \frac{h}{2} - c = 0,03m \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



**Fig. .III.2.4. Schéma statique**

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple) :

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

$$M_f = 0,9 + 2,31 \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,35 - \frac{2,31 \times 10}{348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

**III.4.2 Vérifications:**

• Armature principale :

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

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

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{r28}}{fe} \left[ \frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[ \frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures Amin.

$$A = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**c. Vérification de l'adhérence:** (BAEL99/art A.6.1. 3)

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

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10,04} = 0,207 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :**

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

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

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillement ferrailages à l'ELU est suffisant.

❖ **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 25 cm.**

Armatures de répartition: **4 HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 15cm.**

**e. Ancrages des barres verticales**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 253,9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

**III.2.4.2 vérification à L'ELS :**

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 267 ; 201.6 \} \text{ MPa.}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 x A}{b x d} = \frac{100 x 2,01}{100 x 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \longrightarrow \beta_1 x = 0,920 \longrightarrow K_1 = 47,69$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,92 \times 80 \times 201} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40,56}{47,69} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .2.5. Vérification de l'acrotère au séisme

(Art 6.2.3 / RPA 99)

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

$W_p$  : poids de l'acrotère, égal à **1,713 KN/ml**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

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.

L'acrotère sera ferrillé comme suite :

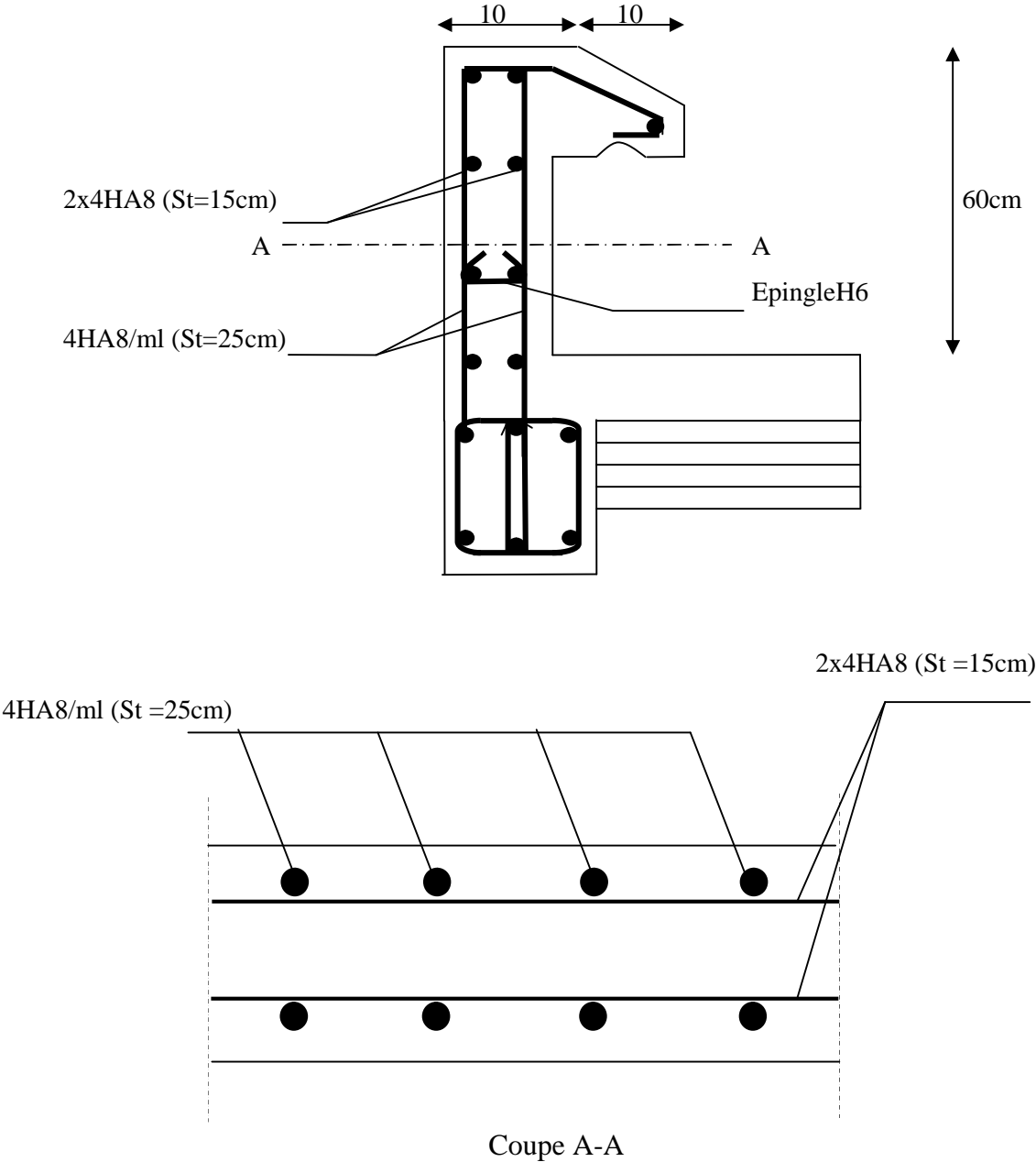
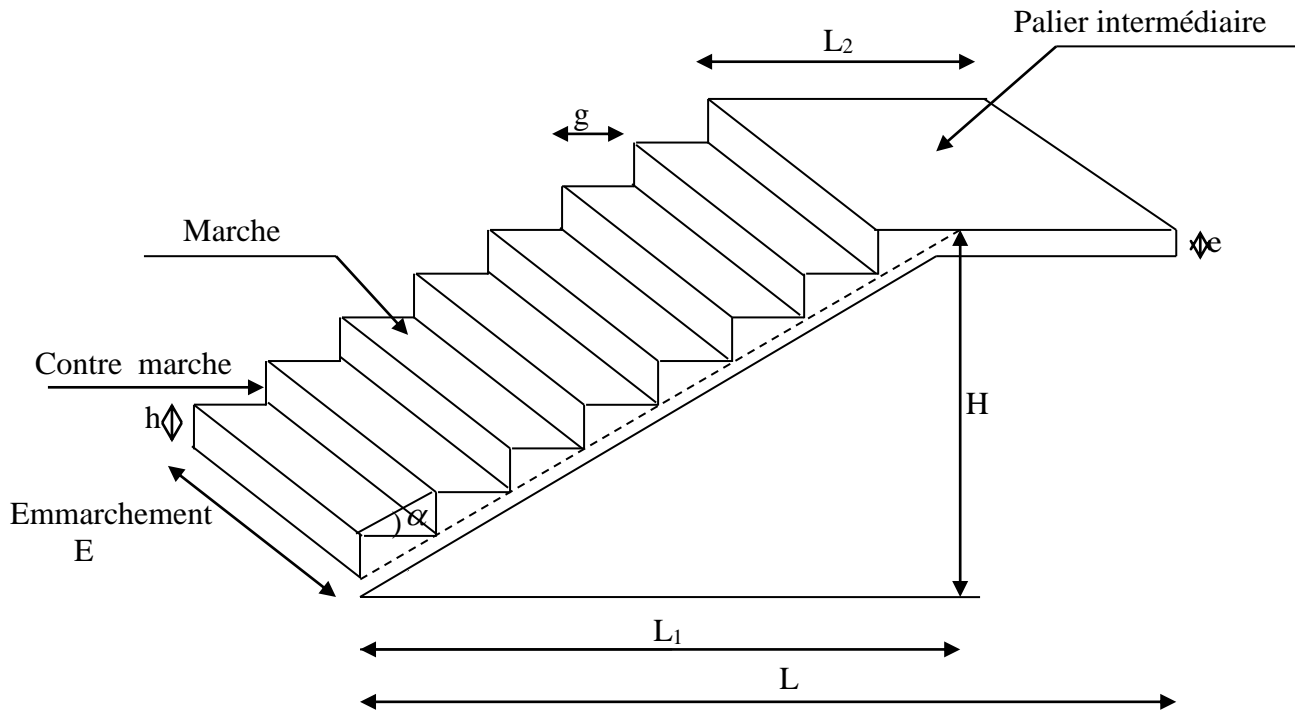


Fig.III.2.5 Ferrailage de l'acrotère

**III-3) L'escalier**

**III-3-1) Introduction :** Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

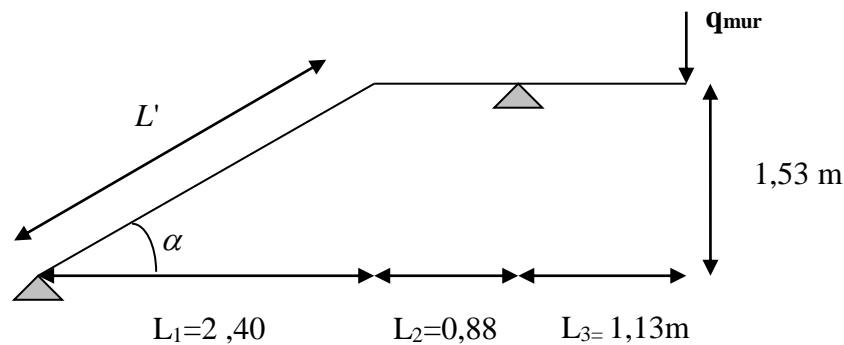


**Figure III.3.1 : Coupe verticale de l'escalier**

- **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  $L_1$ .
- **La paillasse** d'épaisseur  $e_p$ , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement  $E$**  représente la largeur de la marche.
- **le palier** de longueur  $L_2$ , est l'élément intermédiaire entre deux volées  
La montée  $H$  représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

**III-3-2) Pré dimensionnement de l'escalier :**

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.



**Figure III.3.2:** schéma statique

**a) marches et contremarches :**

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

Où :  $h$  : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$g$  : le giron  $25 \leq g \leq 32$  [cm].

On a:  $h=17\text{cm}$ .

**b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = H/h.$$

$$\text{alors : } n = 1,53/0,17 = 9$$

**c) Le nombre de marches (m) est donné par :**

$$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches pour chacune des volées .

**c) Calcul du giron :**

Le giron «  $g$  » est donné par la formule suivante :  $g = L_1/n-1$  .

$$\text{On a: } L_1=2.40\text{m},$$

$$L_1 = 2,40\text{m} \Rightarrow g = 2,40/8 = 0,30\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que  $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

**III-3-3) Pré dimensionnement de la paillasse :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse;  $L = L' + L_2$

Calcul de  $\alpha$  :  $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0,87 \Rightarrow L' = 275,86\text{cm}$$

$$363,86/30 \leq e_p \leq 363,86/20 \Rightarrow 12,13 \leq e_p \leq 18,19$$

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

**III-3-4) Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

**a) Charge permanente :**• **Palier :**

Poids propre  $25 \times 0,17 \times 1 = 4,25\text{KN/ml}$

Revêtement (mortier+carrelage) :  $(22 + 20) \times 0,02 \times 1 = 0,84\text{KN/m}$

Poids total du palier : **G1 = 5,09 KN/m**

• **Paillasse :**

Poids de la paillasse : .....  $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{\cos \alpha} = 4,88\text{KN} / \text{ml}$ .

Poids propre des marches : .....  $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,12\text{KN} / \text{ml}$

Garde-corps : .....  $0,2\text{KN/ml}$

**- Poids de revêtement :**

Carrelage (2cm) : .....  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44\text{KN} / \text{ml}$ .

Mortier de pose : .....  $0,40\text{KN} / \text{ml}$

Poids total du paillasse : **G2=8,04KN/ml**

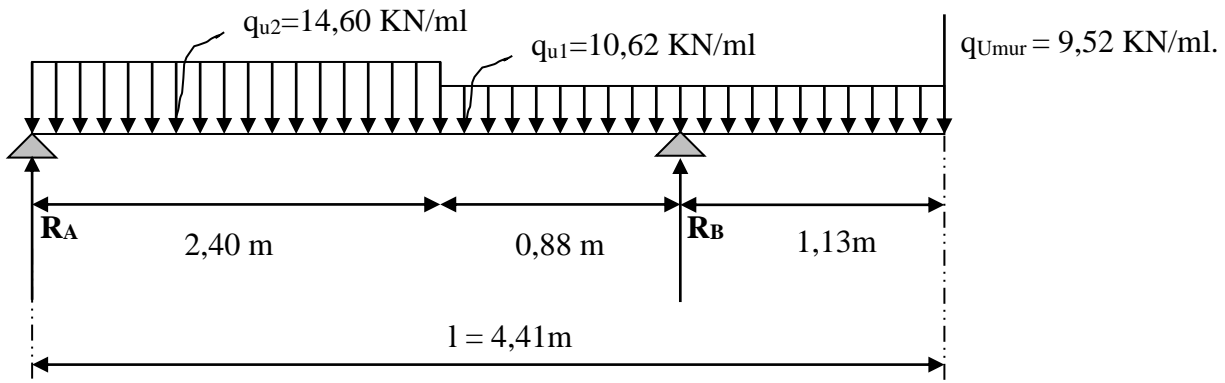
**b) Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1\text{ m} = 2,5\text{KN/ml}$$

**III-3-5) Calcul à l'ELU:****III-3-5-1) : Calcul des sollicitations :****a) Combinaisons des charges :**

- Palier  $q_{u1} = [1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 10,62 \text{ KN/ml}$ .
- Paillasse  $q_{u2} = [1,35 \times 8,04 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 14,60 \text{ KN/ml}$ .
- Charge concentrée :  $q_{umur} = 1,35 \times 2,44 \times (3,06 - 0,17) = 9,52 \text{ KN/ml}$ .

**Figure III.3.3 : Schéma de chargement à l'ELU.****b) Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,40q_{u2} + 2,01q_{u1} + q_{Umur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = (2,40 \times 14,60) + (2,01 \times 10,62) + 9,52$$

$$R_A + R_B = 65,90 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times l = q_{u2} \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + q_{u1} \times 2,01 \times \left(2,40 + \frac{2,01}{2}\right) + q_{Umur} \times 4,41.$$

$$R_B \times L = (14,60 \times 2,40 \times 1,2) + 10,62 \times 2,01 \times (2,40 + 1,005) + (9,52 \times 4,41)$$

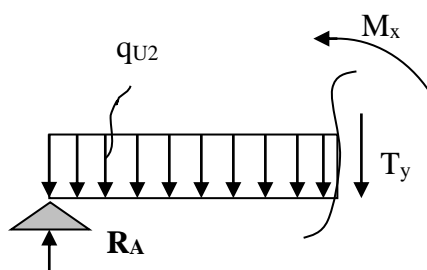
$$R_B = \frac{156,71}{3,28} = 47,77 \text{ KN}.$$

$$R_A = 65,90 - 47,77 = 18,13 \text{ KN}.$$

$$R_A = 18,13 \text{ KN}.$$

**c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

❖ **1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**



$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 18,13 \text{ KN}$$

$$T(x = 2,40) = 18,13 - 14,60 \times 2,40 = 18,13 - 35,04 = -16,91 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{18,13}{14,60} = 1,24 \text{ m}$$

$$X = 1,24 \text{ m}, \quad 1,24 \in [0 ; 2,40].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 18,13x - \frac{14,60}{2} x^2$$

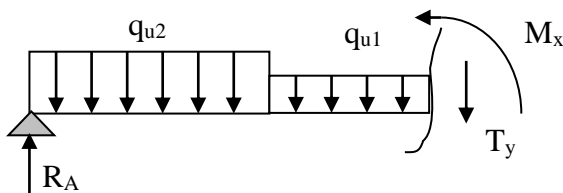
$$M(x) = 18,13x - 7,30x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40 \text{ m}, & M(x = 2,40) = 1,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,24) = 18,13 \times 1,24 - 7,30(1,24)^2 = 14,14 \text{ KN.m}$$

$M_{\max} = 14,14 \text{ KN.m.}$

❖ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $2,40 \leq x \leq 3,28 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,40) - q_{u1}(x - 2,40)$$

$$T(x = 2,40) = 18,13 - (14,60 \times 2,40) - 10,62 \times (0) = -16,91 \text{ KN}.$$

$$T(x = 3,28) = 18,13 - (14,60 \times 2,40) - 10,62(3,28 - 2,40) = -26,25 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 2,40 - q_{u1}(x - 2,40) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 2,40 + 2,40 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 0,80 \text{ m}$$

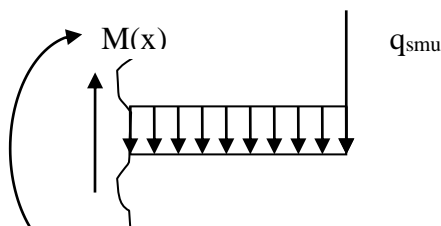
$$X = 0,80 \text{ m}; \quad X \notin [2,40 ; 3,28].$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,40 \times (x - 1,20) - q_{u1} \left( \frac{(x - 2,40)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 18,13x - 14,60 \times 2,40(x - 1,20) - 10,62 \left( \frac{(x - 2,40)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m}, & M(x = 2,40) = 1,46 \text{ KN.m} \\ x = 3,28 \text{ m}, & M(x = 3,28) = -17,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1,13 \text{ m}$



$$T(x) = q_{u1}x + q_{U_{mur}}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 9,52 \text{ KN}$$

$$T(x = 1,13) \Rightarrow T = 10,62 \times 1,13 + 9,52 = 21,52 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

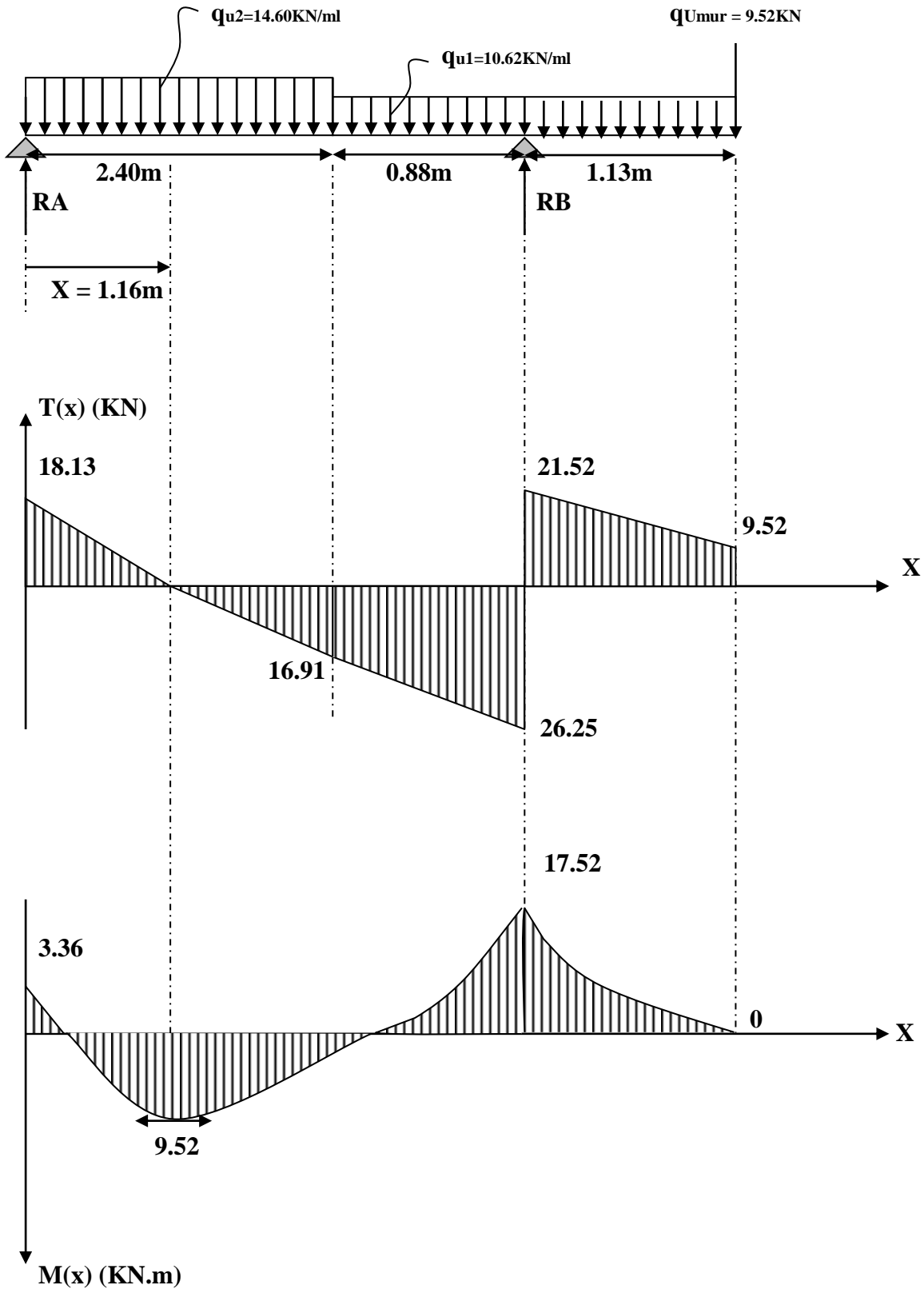
$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \\ x = 1,13 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -9,52 \times 1,13 - 10,62 \times \frac{1,13^2}{2} = -17,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u_{max}}$  au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis (A) :  $M_{ua} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(11,21) = -3,36 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0,85M_u^{\max} = 0,85(11,21) = 9,52 \text{ KN.m}$
- En appui (B) :  $M_{ua} = -17,52 \text{ KN.m}$ .

d) Diagramme des sollicitations :



**III-3-5-2) Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

**a) Armatures longitudinales :****➤ En appui ( A ) :**

$$M_{uapp} = 3,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,36 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}.$$

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

$$\mu_u = 0,014 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,36 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec un espacement de 25 cm.

**➤ En appui ( B ) :**

$$M_{uapp} = 17,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,52 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu_u = 0,073 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_u = 0,062 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,962$$

$$A_{appB} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,52 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

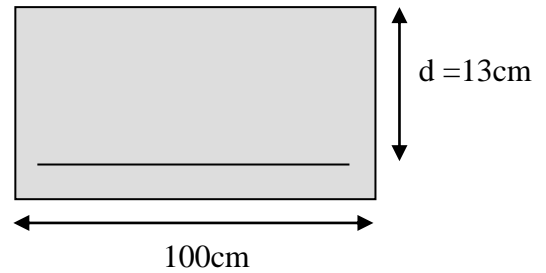
Avec un espacement de 25cm.

**➤ En travée :**

$$M_{ut} = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,52 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_u = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}.$$



$$\mu_u = 0,04 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,52 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Avec un espacement de 25cm.

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

### b) Armatures de répartition :

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

En appui A :  $A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appui B :  $A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **En travée :**

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \rightarrow A_{\min} = 2,51 \text{ cm}^2$$

soit :  $5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement de 25cm.

### III-3-5-3 Vérification a l'ELU :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui A : } A_{\text{sapp}} = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{ut} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui B : } A_{\text{sapp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$$

} (Conditions vérifiées)

#### b) Répartition des barres :

##### • Armatures longitudinales :

$$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (33 ; 25) [\text{cm}] \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

##### • Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_i = (25 ; 25)[cm] < 45[cm] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \bar{\Psi}_s \times f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad ; \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 26,25 \text{ KN (calculé).}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ [cm].}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,25 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,7} = \frac{26250}{17631,9} = 1,49 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552) :**

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{26,25 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,2 \text{ [MPa]} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}),$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :**

• **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130 \times 25}{1,5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 26,25 \text{ KN} \leq 780 \text{ [KN]}. \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 26,25 - \frac{17,52}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = -3,55 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > -3,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

• **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

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

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \phi \times 35,27.$$

Le BAEL limite  $L_s = 40 \phi$  lorsque en utilise  $f_e = 400 \text{ MPA}$  donc  $L_s = \phi \times 40$ .

### III-3-6) Calcul à l'ELS:

#### III-3-6-1) : Calcul des sollicitations :

##### a) Combinaisons des charges

- Palier  $q_{s1} = [1 \times 5,09 + 1 \times 2,5] \times 1 = 7,59 \text{ KN/ml}$ .
- Paillasse  $q_{s2} = [1 \times 8,04 + 1 \times 2,5] \times 1 = 10,54 \text{ KN/ml}$ .
- Charge concentrée :  $q_{smur} = 1 \times 2,44 \times (3,06 - 0,17) = 7,05 \text{ KN/ml}$ .

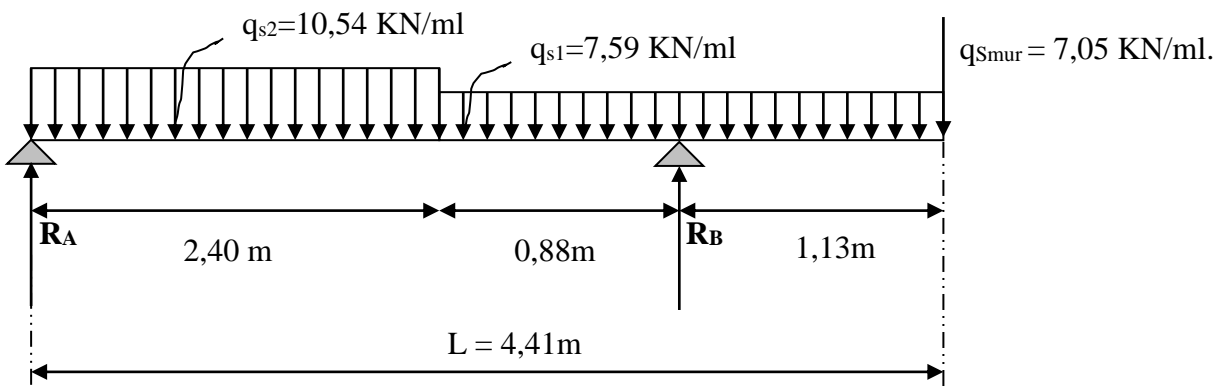


Figure III.3.4 : Schéma de chargement à l'ELS.

##### b) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,25q_{s2} + 2,01q_{s1} + q_{smur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,40 \times 10,54 + 2,01 \times 7,59 + 7,05 = 47,60 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s2} \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + q_{s1} \times 2,01 \times \left(2,40 + \frac{2,01}{2}\right) + q_{smur} \times 4,41.$$

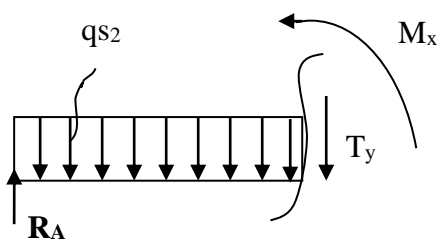
$$R_B \times L = 10,54 \times 2,40 \times 1,20 + 7,59 \times 2,01(2,40 + 1,005) + (7,05 \times 4,41)$$

$$R_B = \frac{113,39}{3,28} = 34,57 \text{ KN}.$$

$$R_A = 47,60 - 34,57 = 13,03 \text{ KN}.$$

$$R_A = 13,03 \text{ KN}.$$

##### ❖ 1<sup>ier</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 2,25 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 13,03 \text{ KN}$$

$$T(x=2,40) = 13,03 - 10,54 \times 2,40 = 13,03 - 25,295 = -12,38 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s2}} = \frac{13,03}{10,59} = 1,23 \text{ m}$$

$$x = 1,23 \text{ m}, \quad 1,23 \in [0 ; 2,40].$$

$$M(x) = R_A x - q_{s2} \frac{x^2}{2} = 13,03x - \frac{10,54}{2} x^2$$

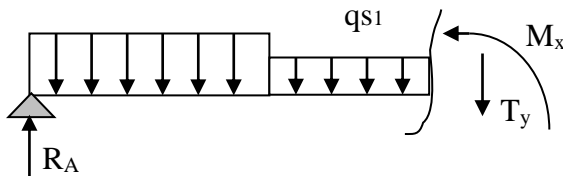
$$M(x) = 13,03x - 5,27x^2.$$

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} & , & M(x=2,40) = 0,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{s\max} = M(x=1,23) = 13,03 \times 1,23 - 5,27(1,23)^2 = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \boxed{M_{s\max} = 8,05 \text{ KNm}}$$

❖ **2<sup>ieme</sup> tronçon :  $2,40 \leq x \leq 3,28 \text{ m}$**



$$T(x) = R_A - q_{s2}(2,40) - q_{s1}(x-2,40)$$

$$T(x=2,40) = 13,03 - 10,54 \times 2,40 - 7,59 \times (0) = -12,38 \text{ KN}.$$

$$T(x=3,28) = 13,03 - 10,54 \times 2,40 - 7,59(3,28 - 2,40) = -18,94 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2} \times 2,40 - (x - 2,40) q_{s1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s2} \times 2,40 + 2,40 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 0,78 \text{ m}$$

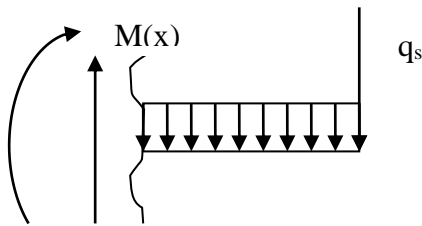
$$x = 0,78 \text{ m} \quad ; \quad x \notin [2,40 ; 3,28].$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times 2,40 \times (x - 1,20) - q_{s1} \left( \frac{(x - 2,40)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 13,03x - 10,54 \times 2,40(x - 1,2) - 7,59 \left( \frac{(x - 2,40)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m}, & M(x = 2,40) = 0,92 \text{ KN.m} \\ x = 3,28 \text{ m}, & M(x = 3,28) = -12,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,13 \text{ m}$**



$$T(x) = q_{s1}x + q_{smur}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 7,05 \text{ KN}$$

$$T(x = 1,13) \Rightarrow T = 7,59 \times 1,13 + 7,05 = 15,62 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \end{cases}$$

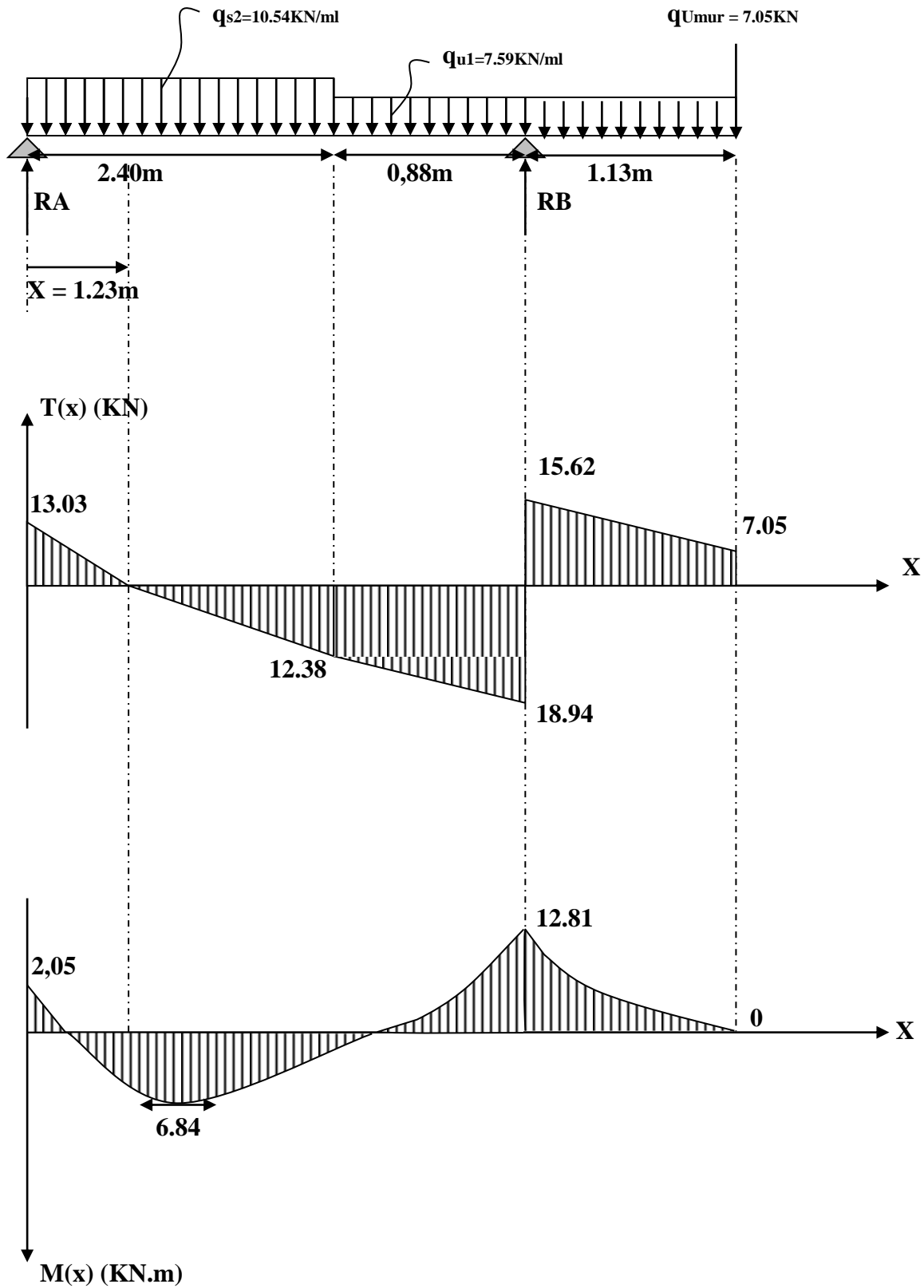
$$\begin{cases} x = 1,13 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -7,05 \times 1,13 - 7,59 \times \frac{1,13^2}{2} = -12,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{smax}$  au niveau des appuis et en travée.

- En appui (A) :  $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 (8,05) = -2,41 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 (8,05) = 6,84 \text{ KN.m}$
- En appui (B) :  $M_{sa} = -12,81 \text{ KN.m}$

**d) Diagramme des sollicitations : (ELS)**



**III-3-6-2) vérification à l'ELS :****a) contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

**➤ Appui A :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,30$$

$$\rho_1 = 0,30 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{2,41 \times 10^3}{3,93 \times 0,914 \times 13} = 51,61[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,023 \times 51,61 = 1,18 < 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,18 < 15MPa \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée}).$$

**➤ En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \\ K = \frac{1}{34,50} = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{6,84 \times 10^3}{5,65 \times 0,899 \times 13} = 103,58[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 103,7 = 2,59MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,59 < 15MPa \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Appui B :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \\ K = \frac{1}{39,35} = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 194,21 = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,85 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification de la flèche :**❖ **Paillasse :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{17}{328} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ **Remarque :**

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :  $E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

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

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A' s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times \left[ 4,52 \left( \frac{15}{2} - 2 \right)^2 \right] = 30175,95 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$\rho$  = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad \text{avec} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \Rightarrow \beta_1 = 0,899$$

$$\sigma_s = \frac{6,84 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 103,58 \text{ MPa}$$

$$\lambda v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0043 \times 5} = 1,95$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 33193,54 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6,84 \times 10^6 \times 3090^2}{10 \times 10818,86 \times 33193,54 \times 10^4} = 1,82 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 6,18 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \implies$  la flèche est vérifiée.

❖ **Palier :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{13}{100} = 0,13 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{13}{100} = 0,13 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4,85}{10 \times 4,85} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec :  $M_t = M_0 = M_{qs}$

$$M_{qs} = \frac{QsL^2}{2} = \frac{7,59 \times (1,13)^2}{2} = 4,85 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{5,65}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



**III-4) Calcul de la poutre palière :**

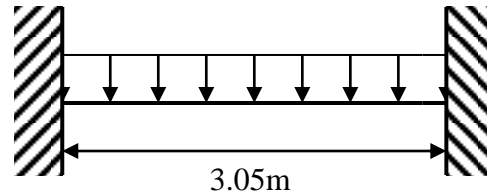
La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encastree à mi-hauteur des poteaux.

**III-4-1) Pré dimensionnement****a) La hauteur de la poutre**

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

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

$L$  : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.



$$L_{\max} = 3,05 \text{ m} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \text{ donc : } 20,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 30,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

**b) La largeur de la poutre**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

**➤ Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $30 \geq 20 \text{ cm}$  la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$ .....  $35 \geq 30\text{cm}$  la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ .....  $35/30 = 1,16 \leq 4$  la condition est Vérifiée.

**➤ Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre : .....  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : .....  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : .....  $R_u = 47,77 \text{ KN /ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : .....  $R_s = 34,57 \text{ KN/ ml}$

**III-4-2) Calcul à l'ELU**

$$q_u = 1,35G_p + R_U = 1,35 \times 2,625 + 47,77 = 51,31 \text{ KN / ml}$$

**• Moment isostatique :**

$$M_U = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{51,31 \times 3,05^2}{8} = 59,66 \text{ KN.m}$$

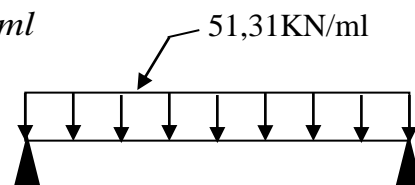
**• Effort tranchant :**

$$T_U = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{51,31 \times 3,05}{2} = 78,24 \text{ KN}$$

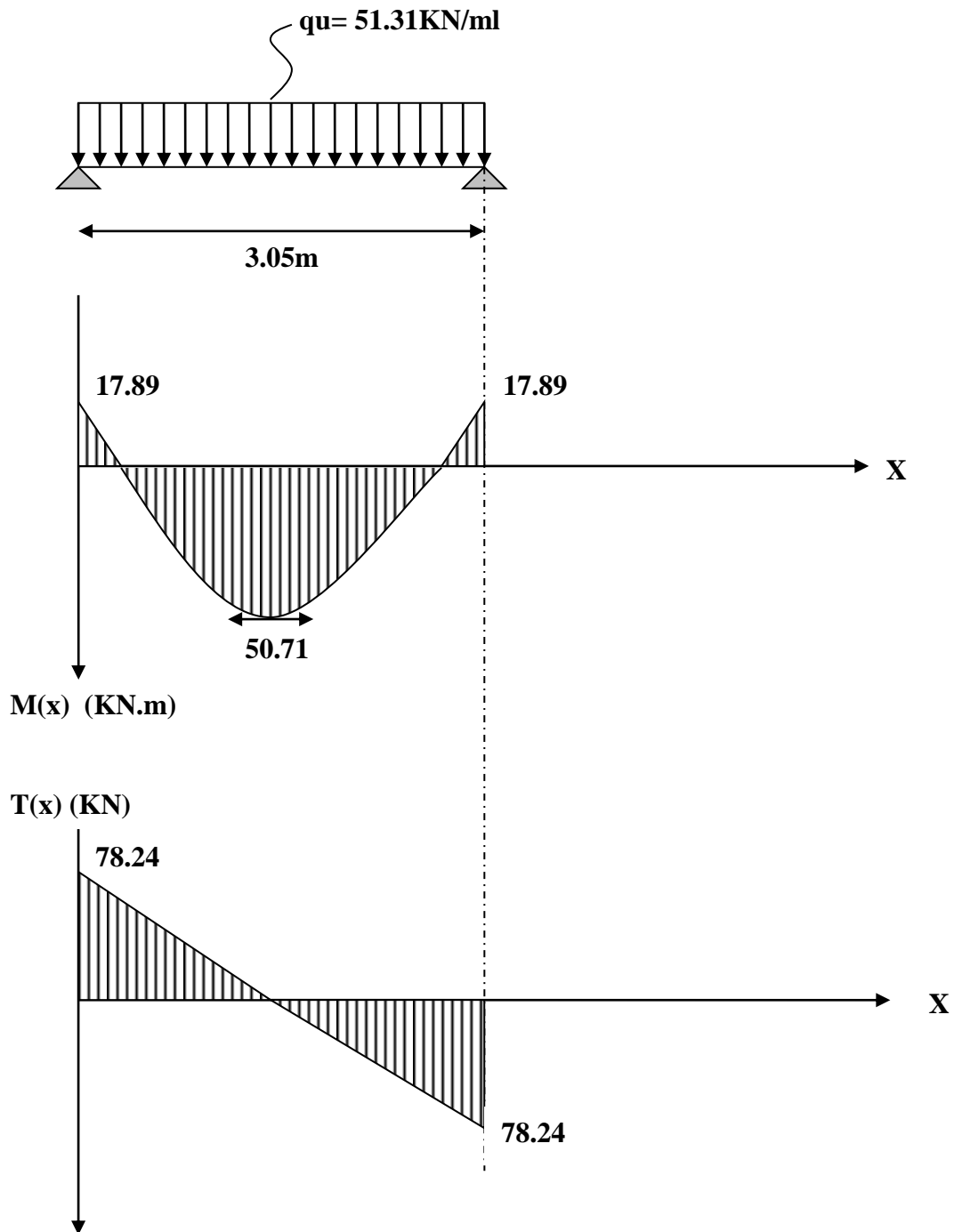
En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uapp} = -0,3M_u = -17,89 \text{ KNm}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 50,71 \text{ KNm}$$



## Diagramme des sollicitations :



**III-4-4) Ferrailage :**• **En travées**

$$h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$u_t = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{50,71 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$u_t = 0,109 \leq u_r = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$u_t = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,9425$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{50,71 \times 10^5}{0,9425 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 4,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{ut} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis**

$$u_a = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{17,89 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,038 \leq u_r, \text{ Section est simplement armée}$$

$$u_a = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,89 \times 10^5}{0,981 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{ua} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**III-4-5) Vérification :****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0,23bd = \frac{2,1}{400} \times 0,23 \times 30 \times 33 = 1,19 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

**b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$  = Étant la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{se}}{0,9d \sum u_i} = \frac{78,24 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 207,24} = 1,21 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

**c) Ancrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} \leq \tau_{su}$$

**d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :**

$$L_s = \frac{\phi_{tra} f_e}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,8 \text{ mm}$$

On prend alors  $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4L_s \text{ (Art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

**e) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL 99. Art A.5-1-313)****➤ Influence sur le béton**

$$\frac{2T_u^{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_d} \Rightarrow T_u^{\max} \leq 0,267 f_{cj} ba$$

$a$  : désigne la longueur d'appuis égale  $0,9d$

$$a = 0,9 \times 33 = 29,7 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times 30 \times 330 \times 252 = 666111,6 \text{ N} = 666,11 \text{ KN}$$

$78,24 < 666,11 \text{ KN}$ ..... Condition vérifiée.

**➤ influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[ T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right] \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$A_a \geq 227,10 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_a \geq 2,271 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5,65 > 2,271 \text{ cm}^2$$

**f) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{78,24 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,23 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

$$\Rightarrow 1,9 \text{ MPa} \leq 3,83 \text{ MPa}$$

**g) Armatures transversales :(Art7.2.2 /BAEL)**

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3kf_{ij}}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3kf_{ij}) bS_t}{0,8f_e}$$

Avec :

Cadre droit :  $\cos \alpha + \sin \alpha = 1$

K=1 fissuration peu nuisible.

$S_t = \min \text{RPA} = 7 \text{cm}$

$$A_t \geq \frac{(1,09 - 0,3 \times 1 \times 2,1) 25 \times 7}{0,8 \times 400} = 0,25 \text{cm}^2$$

**NB :** La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espaceur qui lui correspond.

On suppose un cadre et un étrier de  $\emptyset 8$ .

➤ **Calcul de l'espaceur entre cadre**

❖ **La répartition des cadres le long de la poutre**

Diamètre des armatures transversales :(Article 7.5-2-2du RPA 99version 2003)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,4 ; 0,875 ; 1,25\} = 0,875 \text{cm} = 8,75 \text{mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** → (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 25 \text{cm} \right]$$

$$S_t \leq \min [8,75 \text{cm} ; 16,8 \text{cm} ; 25 \text{cm}] \quad \text{On prend } S_t = 7 \text{cm}$$

$$S_t \leq 8,75 \text{cm}$$

• **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{cm}$

Quantité d'armatures transversales minimales

(Article 7.5-2-2du RPA 99version 2003)

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,35 \text{ cm}^2$$

→ Condition est vérifiée.

$$A_{\min} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend un cadre et un étrier HA8.

### III-4-6) Calcul à l'ELS

#### a) Combinaison des charges

$$q_s = G_p + R_s = 2,625 + 34,57 = 37,19 \text{ KN / ml}$$

- **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = 43,24 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

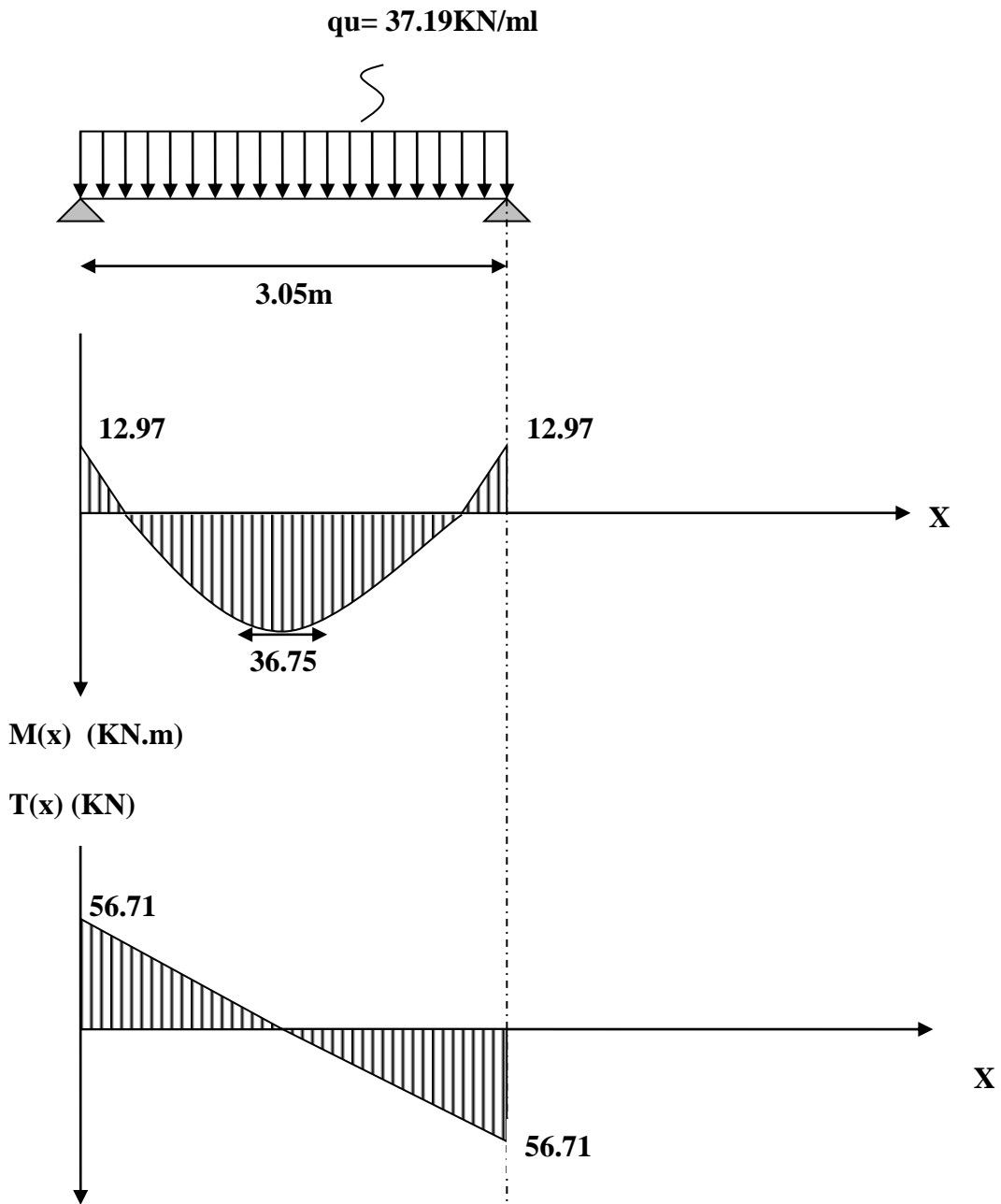
$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{37,19 \times 3,05}{2} = 56,71 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sap} = -0,3M_s = -12,97 \text{ KNm}$$

$$M_{str} = 0,85M_s = 36,75 \text{ KNm}$$

Diagramme des sollicitations :



**III-4-7) Vérification des contraintes****a) Etat limite de compression du béton**

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

- Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_{ap}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 33} = 0,466$$

$$\rho_1 = 0,466 \Rightarrow \beta_1 = 0,897 \Rightarrow \alpha_1 = 0,309 \Rightarrow \kappa = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{12,97 \times 10^3}{0,897 \times 33 \times 4,62} = 94,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_s = 2,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 2,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_{tr}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,609$$

$$\rho_1 = 0,609 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow \alpha_1 = 0,345 \Rightarrow \kappa = 0,035$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tr}}{\beta_1 d A_{tra}} = \frac{36,75 \times 10^3}{0,885 \times 33 \times 6,03} = 208,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \sigma_s = 208,68 \times 0,035 = 7,3 \text{ MPa}$$

—————> condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 7,3 \text{ MPa}$$

**b) Etat limite de déformation**

- Vérification de la flèche**

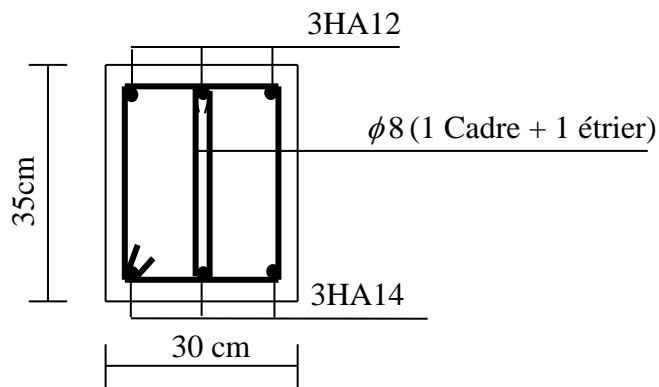
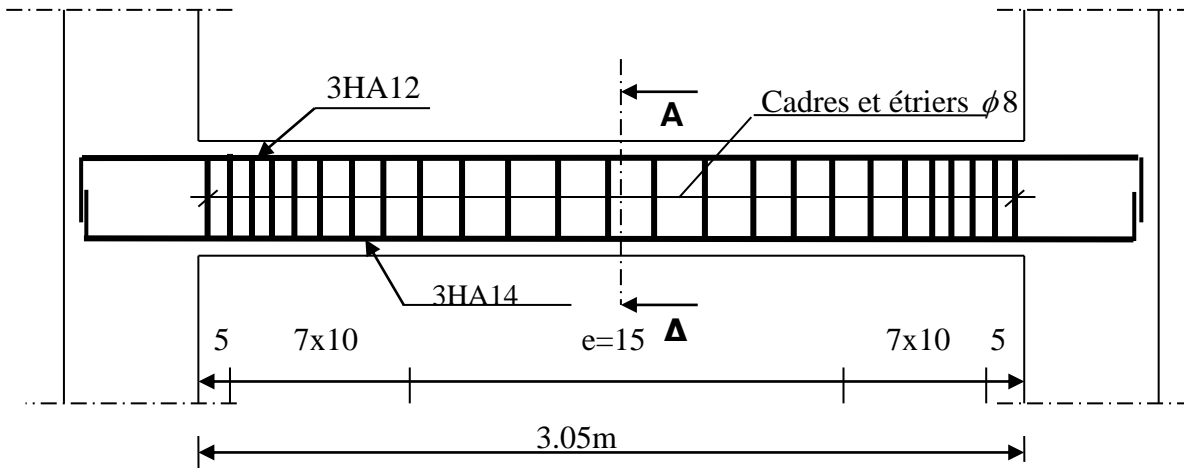
Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{3,05} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,114 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,05} \geq \frac{49,71}{10 \times 58,49} \Rightarrow 0,114 > 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_{tr}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0046 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.



Coupe A-A

Fig.III.4.1 Ferrailage de la poutre palière

### III.5. Etude du balcon

#### 1. Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur  $h = 1\text{m}$ .

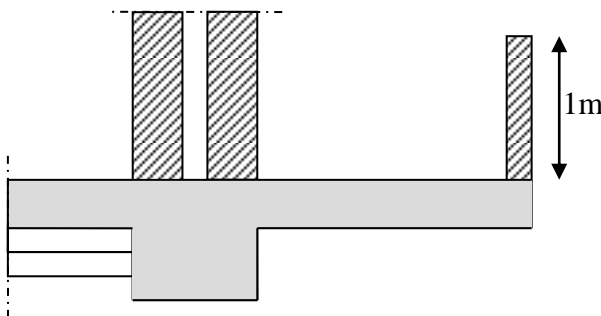
Ce type de balcon est soumise a une charge concentrée verticale ( $G_1$ ) due au poids propre du garde corps avec une charge horizontale due à la main courante ( $Q_1$ ), ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent  $G$  et  $Q$ .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

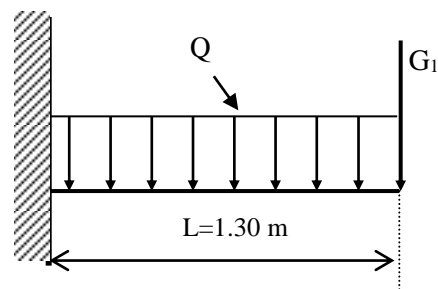
#### 2. Pré dimensionnement

On a : 
$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm}.$$

Soit : 
$$e=16\text{cm}.$$



*Fig (III.5.1) : Coupe verticale d'un balcon*



*Fig (III.5.2) : Schéma statique du balcon*

#### III.5.2. Détermination des charges et surcharges

✓ **Charges permanentes :**

Poids propre revenant au balcon :  $G=5,43\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=5,43 \text{ KN/ml}$

✓ **Charges concentrée :**

Poids propre du garde corps :  $G_1=1,3\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=1,3\text{KN/ml}$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge revenant au balcon :  $Q=3,5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3,5\text{KN/ml}$

Surcharge revenant à la main courante :  $Q_1=1 \times 1=1 \text{ KN/ml}$

**III.5.3. Les combinaisons de charges**✓ **Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 5,43 + 1,5 \times 3,5$   
 $q_u = 12,58 \text{KN} / \text{ml}$

Pour le garde corps :  $g_u = 1.35 \times G_1 = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{KN} / \text{ml}$

Pour la main courante :  $q_{u1} = 1.5 \times Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN} / \text{ml}$

✓ **Les combinaisons de charges à l'ELS :**

Pour la dalle :  $q_s = G + Q = 5,43 + 3,5 = 8,93 \text{KN} / \text{ml}$   
 $q_s = 8,93 \text{KN} / \text{ml}$

Pour le garde corps :  $g_s = G_1 = 1,3 \text{KN} / \text{ml}$

Pour la main courante :  $q_{s1} = 1 \times Q_1 = 1 \times 1 = 1 \text{KN} / \text{ml}$

**III.5.4. Ferrailage****1. Calcul des moments :**➤ **ELU :**

\*Moment provoqué par la charge  $q_u$  :

$$M_{qu} = q_{u1} L^2 / 2 = 12,58 \times (1,3)^2 / 2 = 10,63 \text{KNm}$$

\*Moment provoqué par la charge  $g_u$  :

$$M_{gu} = g_u \times L = 1,755 \times 1,3 = 2,28 \text{KNm}$$

\*Moment provoqué par la main courante  $q_{u1}$  :

$$M_{qu} = q_{u1} \times h = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KNm}$$

\*Moment total:

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} + M_{qu1} = 10,63 + 2,28 + 1,5 = 14,41 \text{KNm}$$

➤ **ELS :**

\*Moment provoqué par charge  $q_s$

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 8,93 \times (1,3)^2 / 2 = 7,54 \text{KNm}$$

\*Moment provoqué par surcharge  $g_s$  :

$$M_{gs} = g_s \times L = 1,3 \times 1,3 = 1,69 \text{KNm}$$

\*Moment provoqué par la main courante  $q_{u1}$  :

$$M_{qs} = q_{s1} \times h = 1 \times 1 = 1 \text{KNm}$$

\*Moment total

$$M_s = M_{qs} + M_g + M_{qu1s} = 7,54 + 1,69 + 1 = 10,23 \text{KNm}$$

**1. Calcul du ferrailage à l'ELU :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **calcul des armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,41 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,06$$

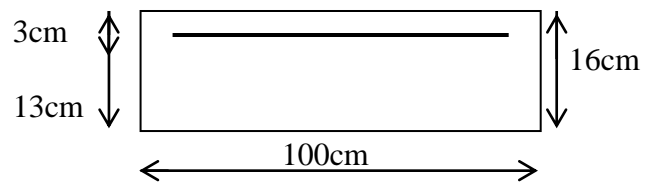
$\mu_b < \mu_e$  la section est simplement armée donc  $A's = 0$

$$\mu_b = 0,06 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,41 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

on adopte : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm



- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,28}{4} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10/ml = 3,14 cm<sup>2</sup> avec St = 30 cm

**III.5.5. Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)**

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

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  .....la condition est vérifiée

**b. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.2.BAEL 91)**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5,4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 12,58 \times 1,3 + 1,755 = 18,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,1 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,139 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### c. Vérification de l'adhérence dans les barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : 4 \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,1 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

### d. Calcul de l'ancrage

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,28 \text{ cm} > e = 25 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 \quad L_s = 15 \text{ cm}$$

### e. Espacement des barres

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm.}$$

$St = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ ..... La condition est vérifiée.

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$St = 30\text{cm} < 45\text{cm}$ ..... La condition est vérifiée.

**III.5.6. Vérifications à l'ELS**✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35 \end{cases}$$

**a) Vérification des contraintes dans les aciers :**

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

Avec :

 $\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence (HA). $\eta = 1$  pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{10,23 \times 10^3}{0,900 \times 13 \times 5,65} = 154,75$$

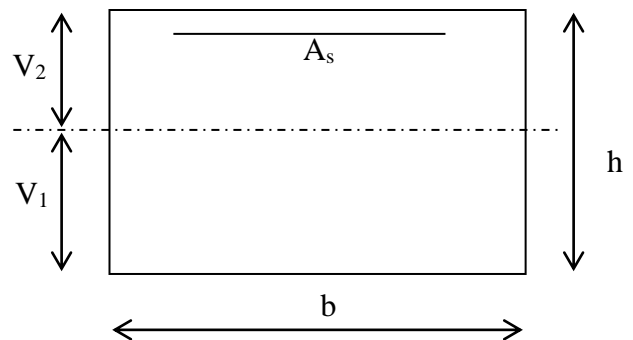
$$\sigma_s = 154,75 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ 

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{243,48}{35} = 6,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,95 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0,6$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 243,48 + 2,1} \right] = 0,41$$

$$\lambda_v = 0,05 \cdot \frac{f_{I28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,05 \frac{2,1}{0,0043 \left( 2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4,88$$

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n.A_s(h-d)}{b.h + n.A_s}$$

$$V_1 = \frac{100 \times \frac{16^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 5,65} = 8,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,70 \text{ cm}$$

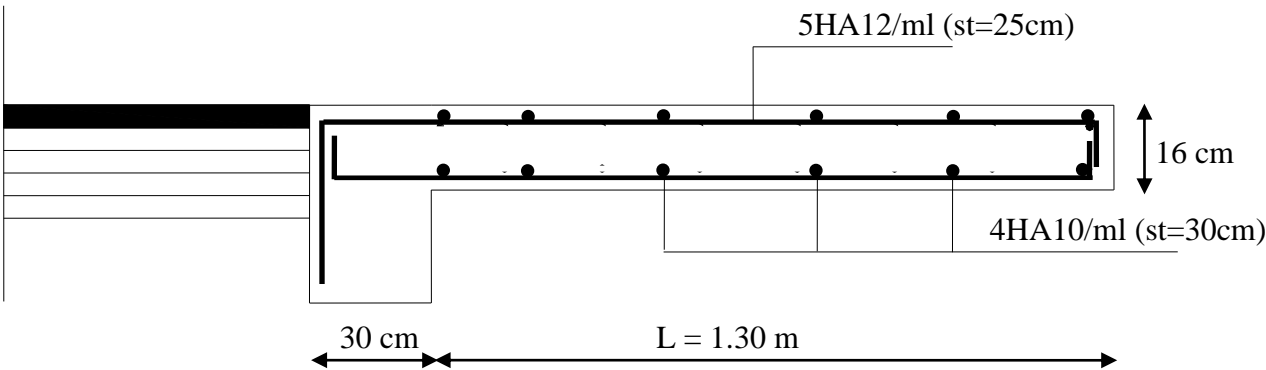
$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = 54272,75 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + 0,4\lambda_v \cdot \mu} = \frac{54272,75}{1 + 0,4 \times 0,539 \times 4,04} = 29007,35 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{12,99 \times 10^5 \times (150)^2}{4 \times 10818,86 \times 10^2 \times 15454,63} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,23 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



*Fig (III.5.3) : Ferrailage du balcon*

**III.6. Etude de la poutre de chaînage :**

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons (mur en double cloisons).

**III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre :****a) hauteur  $h_t$  :**

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

Avec :  $L_{\max}$  : est la portée entre nus des appuis.

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ m} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10}$$

$$\Rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ( $h \geq 30 \text{ cm}$ . ) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit  $h_t = 30 \text{ cm}$ .

**b) Largeur  $b$  :**

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

On prend  $b = 20 \text{ cm}$ .

La section de notre poutre de chaînage est (**20x30**).

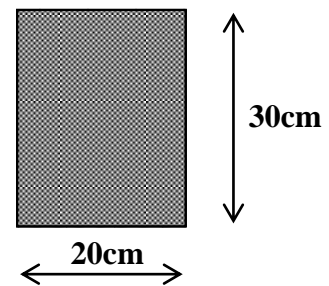
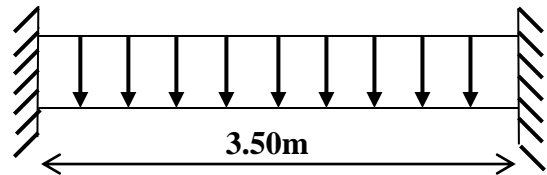


Fig (III-6-1)

**c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :**

- $h_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $b = 20 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \Rightarrow$  condition est vérifiée

**III.6.2. Détermination des charges et surcharges****1. Poutre de chaînage au niveau des portes à faux****-Charges permanentes :**

Le poids propre de la poutre..... $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .

Le poids propre de mur en double cloison..... $2,22(3,06 - 0,30) = 6,13 \text{ KN/ml}$ .

Le poids du plancher..... $5,15 \times 0,65 / 2 = 1,67 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G_p = 9,3 \text{ KN/ml.}}}$$

-Surcharges d'exploitation :

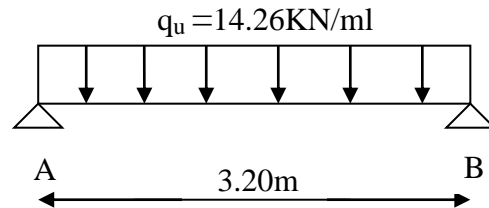
$$Q = 3,5 \times 0,65 / 2 = 1,14 \text{ KN/ml}$$

### III.4.3. Combinaison des charges à l'ELU :

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

$$q_{up} = 1,35(9,3) + 1,5(1,14) = 14,26 \text{ KN/ml}$$

➤ **Schéma statique à l'ELU:**



*Fig (III.6.2) : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.*

### Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

### III.6.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,26 \times 3,20^2}{8} = 18,25 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**  $M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 18,25 = 5,47 \text{ KN.m}$

- **En travée :**  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 18,25 = 15,51 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,26 \times 3,20}{2} = 22,81 \text{ KN}$$

## ❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

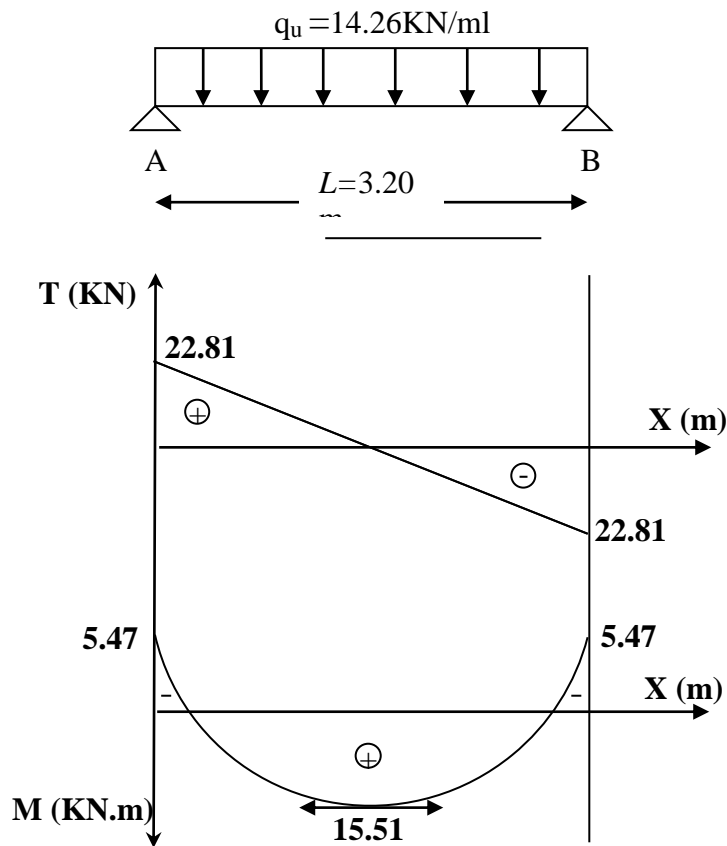


Fig (III.6.3) : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

**III-6-5) calcul des armatures :**

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Soit un enrobage  $c=2\text{cm}$  ;  $d=38\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{15,51 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,068 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{15,51 \times 10^2}{0,965 \times 28 \times 34,8} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On opte : 3HA12= 3,39cm<sup>2</sup>.

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,30 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,47 \times 10^2}{0,988 \times 28 \times 34,8} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

On opte : 3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>.

### III.6.6. Vérification à l'E.L.U :

#### a. Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,678 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis} : A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée} : A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art.A5.1.211) :

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22,81 \times 10^3}{200 \times 2800} = 0,040 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,040 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

#### c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Sur le béton :**

$$Tu \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b.d.0,9.f_{c28} \Rightarrow Tu \leq \frac{0,4}{1,5} \times 20 \times 28 \times 0,9 \times 2,5 = 336 \text{ kN.}$$

$$Tu = 22,81 \text{ kN} \lll 336 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

• **Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 22.81 \text{ KN}, M_a = 5.47 \text{ kn.m}, d = 28 \text{ cm}.$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{400} \left[ 22.81 + \frac{-5.47}{0.9 \times 0.280} \right] = 0.0041 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.0041 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

**d) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.2; 2\}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

On opte comme armatures transversales :  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$  (Soit un cadre)

**e) Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{20 \times 20} = 1.01 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Vérification selon le R.P.A 99 :**

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\}.$$

$$S_t \leq \min \{7.5; 14.4; 30 \text{ cm}\}.$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit :  $15 \text{ cm}$ .

\* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.S.b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

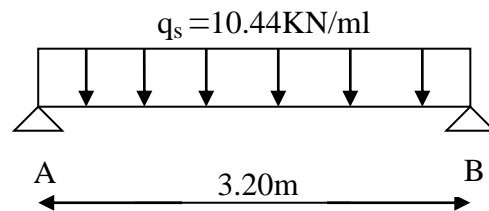
$$A_t = 3,39 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

### **III.6.7. Combinaison des charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q.$$

$$q_{sp} = 9,3 + 1,14 = 10,44 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ **Schéma statique :**



*Fig (III.6.4) : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.*

#### **Remarque :**

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

#### ✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

##### ➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,44 \times 3,20^2}{8} = 13,36 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**  $M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 13,36 = 4 \text{ KN.m}$

- **En travée :**  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 13,36 = 11,35 \text{ KN.m}$

##### ➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,44 \times 3,20}{2} = 16,70 \text{ KN}$$

### **III.6.8. Vérifications à l'ELS :**

#### **a. Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

#### **b. Etat limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A}; \rho_1 = \frac{100A}{b_0 x d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1.$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 4 \text{ KN.m}, A = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,418 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,901 \\ \kappa_1 = 35,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4 \times 10^6}{0,901 \times 280 \times 235} = 67,47 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{67,47}{35,50} = 1,84 \text{ MPA.} \quad \sigma_{bc} = 1,9 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **En travée :**

$$M_s = 11,35 \text{ KN.m}, A = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,606 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ \kappa_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11,35 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 135,11 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{135,11}{28,48} = 4,6 \text{ MPA.} \quad \sigma_{bc} = 4,74 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

**c) Etat limite de déformation :**

**\*Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

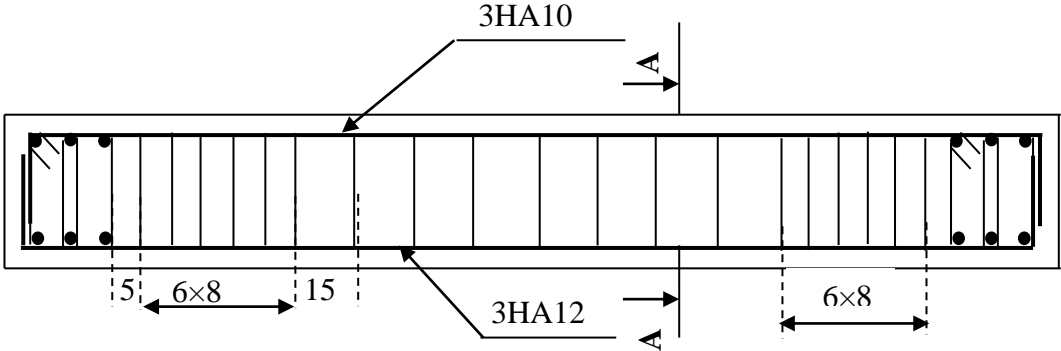
$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,0937 \geq 0,0625 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,0937 \geq \frac{11,35}{10 \times 12,95} = 0,0876 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

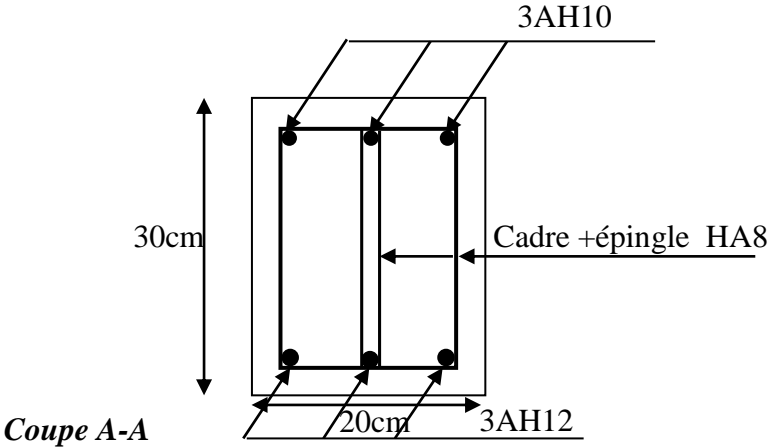
$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,0060 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

*Plan de ferrailage de la poutre de chaînage*



5



**III-7) Etude de la salle machine :**

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $3,48\text{ m}^2$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

**III-7-1 Calcul de la dalle pleine du local :**

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec  $L_x = 1.45\text{ m}$  et  $L_y = 1.70\text{ m}$

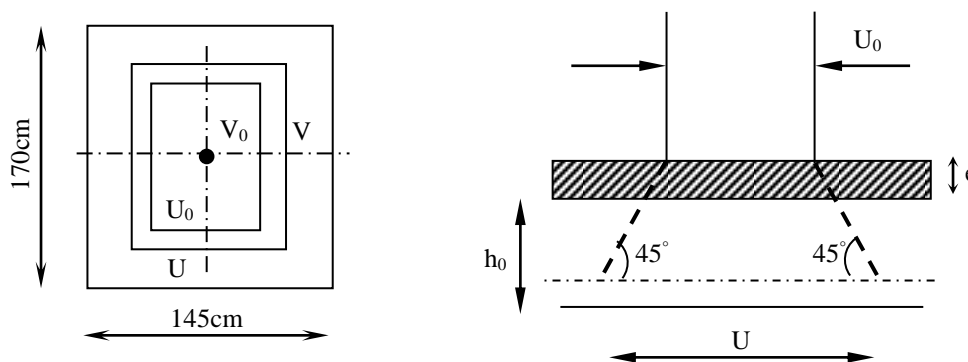


Figure (III.7.1) : schéma statique de la salle machine.

**a) Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow h_t \geq \frac{170}{30} = 6,67\text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour  $e_p = 16\text{ cm}$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 16\text{ cm ; } e : \text{ revêtement de la dalle (} e = 5\text{ cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = V_0 = 80\text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + 10 + 16 = 106\text{ cm}$$

$$V = 80 + 10 + 16 = 106\text{ cm}$$

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{170} = 0,85 \text{ cm } 0,85 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**b) Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;

- **À l'ELU :**  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{106}{145} = 0,73 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{106}{170} = 0,62$$

Du tableau ( après interpolation) on a :  $(M_1 = 0,059 ; M_2 = 0,039)$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,059 = 7,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,039 = 4,74 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

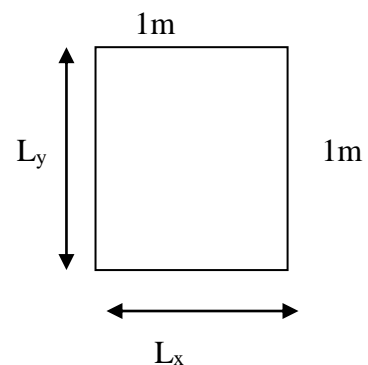
$$\text{On a : } \rho = 0,85 \text{ cm} ; \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0509 \quad ; \quad \mu_y = 0,685$$

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0,16 \times 1 \times 25 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 4,00 + 1,5 \times 1 = 6,90 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0509 \times 6,90 \times 1,45^2 = 0,74 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,685 \times 0,74 = 0,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**d) Superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,17 + 0,74 = 7,91 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,74 + 0,50 = 5,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

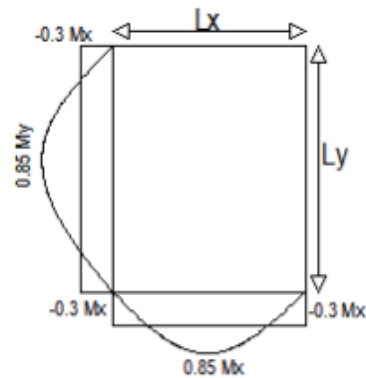
e) Correction des moments:

- *En travées :*

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7,91 = 6,72 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,24 = 4,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- *Sur appuis :*

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = 0,3 \times 7,91 = -2,37 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = 0,3 \times 5,24 = -1,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$



les moments dans les deux sens lx et ly

III-7-2) Ferrailage de la dalle :➤ sens x-x :

- *En travée :*

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,72 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,986$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,72 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ( $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- *Aux appuis :*

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,9955$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,37 \times 10^3}{0,9955 \times 14 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ( $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ sens y-y :

- *En travée :*

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,45 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,991$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,45 \times 10^3}{0,991 \times 14 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,57 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,997$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,57 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

**III-7-3) Vérification à L'ELU :**

a) **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

➤ **Sens x-x :**

$$A_x \geq b \times h \times \omega_0 \quad \frac{3-p}{2} = 100 \times 16 \times 0,8 \times 10^{-3} \times 1,075 = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,37 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

$$A_y \geq b \times h \times \omega_0 = 100 \times 16 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,28 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) **Écartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33)$

On a dans la même direction  $S_t = 25\text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 32\text{cm} ; 25\text{cm}) \\ S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 48\text{cm} ; 33\text{cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,06+1,06) = 4,24$$

$$q_u = 6,90 \leq 0,045 \times 4,24 \times 0,16 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 508,8 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

- Sens x-x :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = 90 \div 2 \times (1,06+1,06) = 21,22 \text{ KN}$

- Sens y-y :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = 90 \div (3 \times 1,06) = 28,30 \text{ KN}$

Ainsi on aura :  $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 28,30 \times 10^3 \div (1000 \times 130) = 0,22 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

### III-7-4) Vérification à l'ELS :

#### a) Moments engendrés par le système de levage :

➤ À l'ELS:  $v = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{106}{145} = 0,73 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{106}{170} = 0,62$$

Du tableau on a : ( $M_1 = 0,059$  ;  $M_2 = 0,039$ )

$$M_{x1} = 90(0,059 + 0,2 \times 0,039) = 6,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,059 + 0,039) = 4,57 \text{ KN.m}$$

#### b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

On a :  $\rho = 0,85 \text{ cm}$  ;  $\Rightarrow \mu_x = 0,0579$  ;  $\mu_y = 0,778$

$$q_s = 4,00 + 1 = 5,00 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0579 \times 5,00 \times 1,45^2 = 0,61 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,61 = 0,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = 6,01 + 0,61 = 6,62 \text{ KN.m} \\ M_y = 4,57 + 0,47 = 5,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

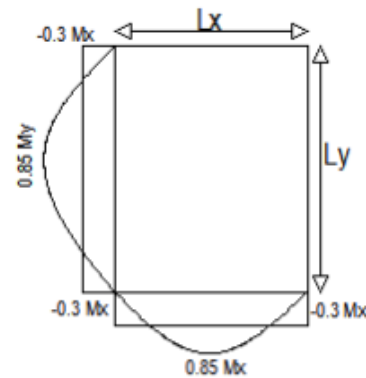
ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**d) Correction des moments:**• **En travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,62 = 5,62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,04 = 4,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = 0,3 \times 6,62 = -1,98 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = 0,3 \times 5,04 = -1,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$



les moments dans les deux sens lx et ly

**e) Ferrailage :**

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons le même ferrailage.

**III-7-5) Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

➤ **Sens x-x :**• **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,37}{1,98} = 1,19 \quad \Longrightarrow \quad \mu_u = 0,009 \rightarrow \alpha = 0,0113$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0113 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6,72}{5,62} = 1,19 \quad \Longrightarrow \quad \mu_u = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0355 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

- **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,57}{1,51} = 1,04 \quad \Longrightarrow \quad \mu_u = 0,006 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,45}{4,28} = 1,04 \quad \Longrightarrow \quad \mu_u = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-7-6) Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{160}{10} = 16\text{mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8 } \Rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

**III-7-7) Etat limite de fissuration :**

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

**Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

**IV.1 La modélisation :****IV.1.1 : Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel « ETABS », nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration ....etc.

**IV.1.2 Etapes de modélisation:****❖ Première étape:**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

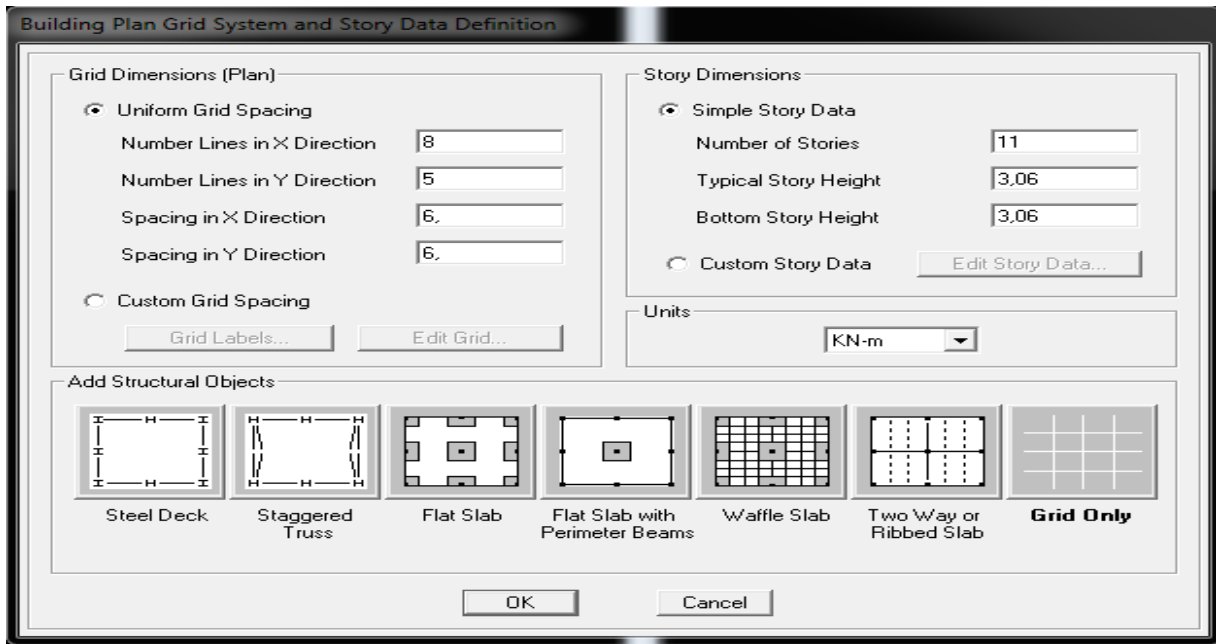
**a) Choix des unités:**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) Géométrie de base:**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne *File* puis *New model*, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

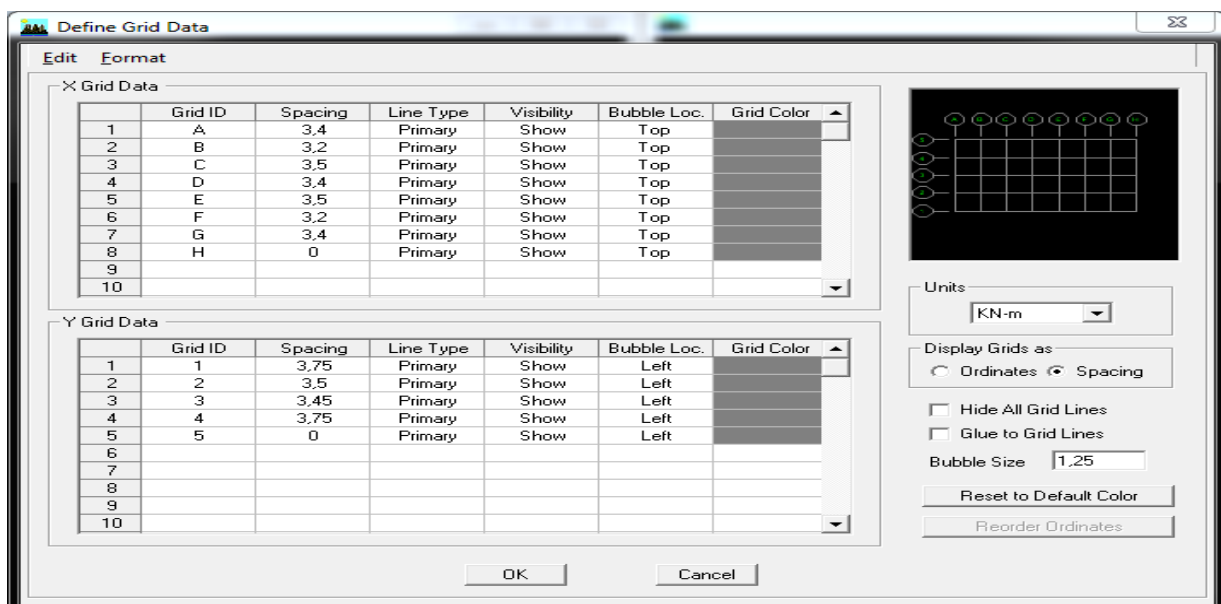


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

**c) Modification de la géométrie de base:**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

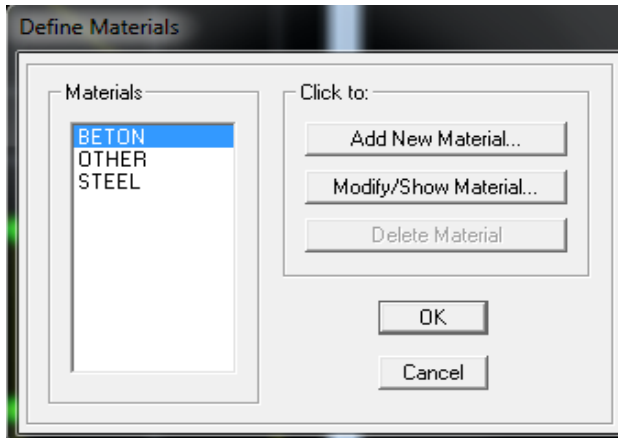
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur *ok*
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis *Edit Story Data*.



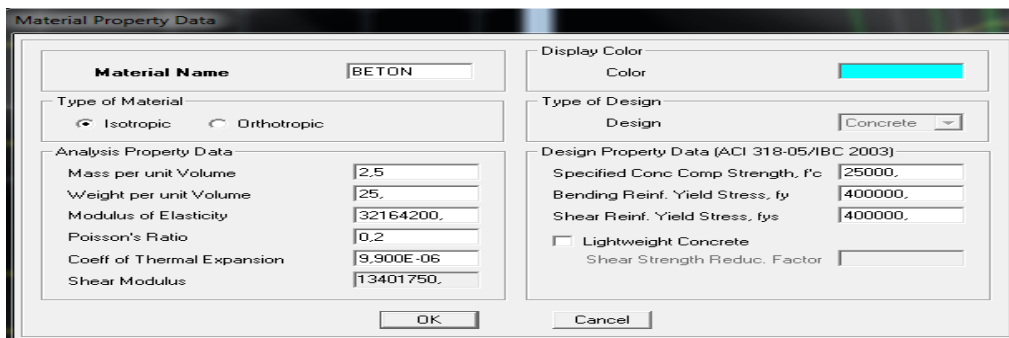
### ❖ Deuxièmes étapes:

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur *Define* puis *Material proprietes* et on sélection le matériau *CONC* et on clique sur *Modify /Show Material*,



Et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

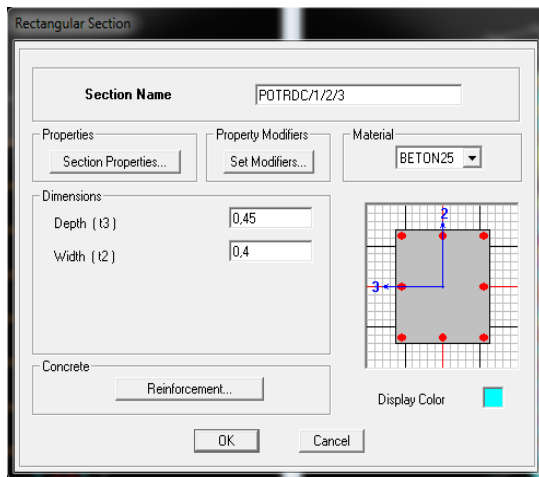
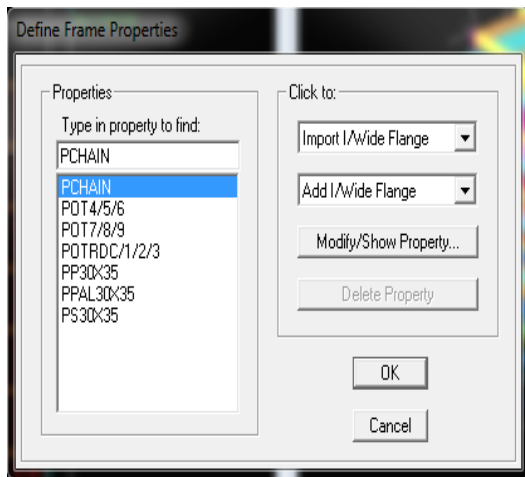


### ❖ Troisièmes étapes:

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante:

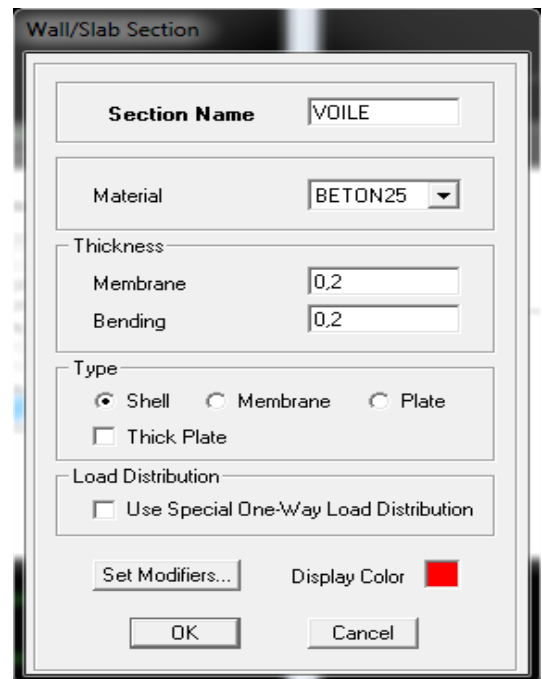
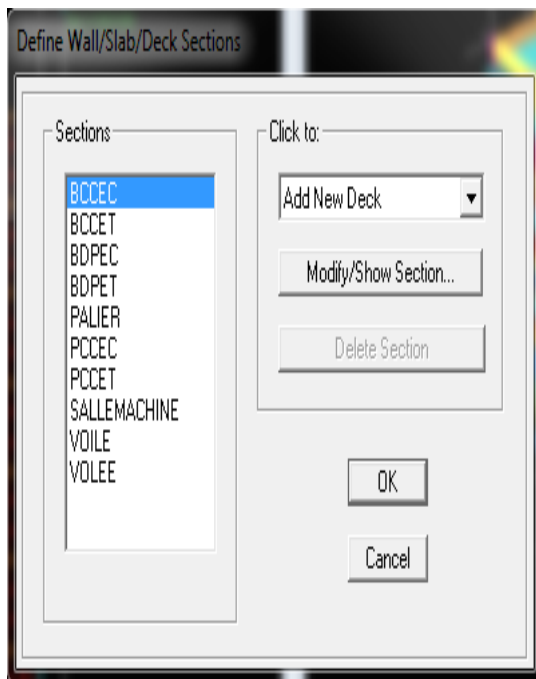
Nous choisissons le menu *Define* puis *Frame sections*. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



.Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

.Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

On choisit le menu *Define* et *wall/slab*, on clique sur *Add new wall* et on spécifie le nom et l'épaisseur.



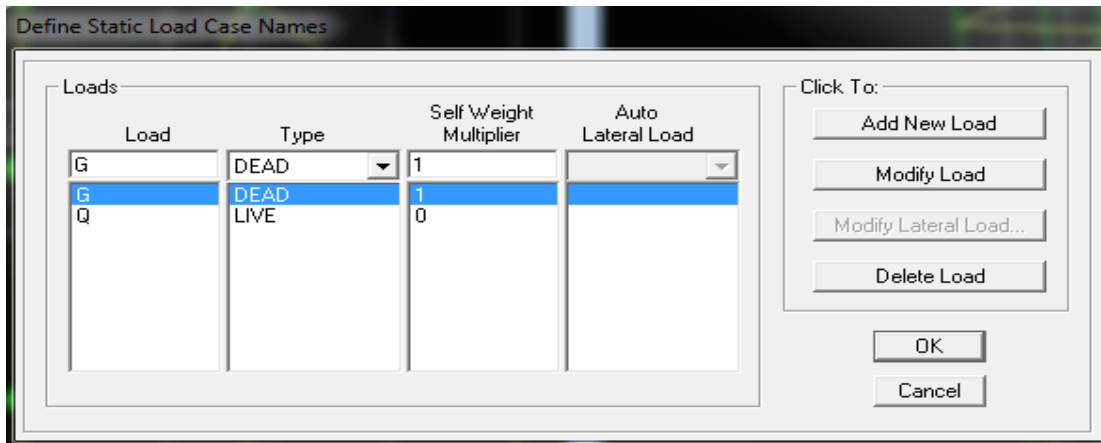
❖ **Quatrièmes étapes: définition des charges:**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**a) Charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

**DEAD** (charge permanente) **LIVE** (Surcharge d'exploitation)



**b) Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

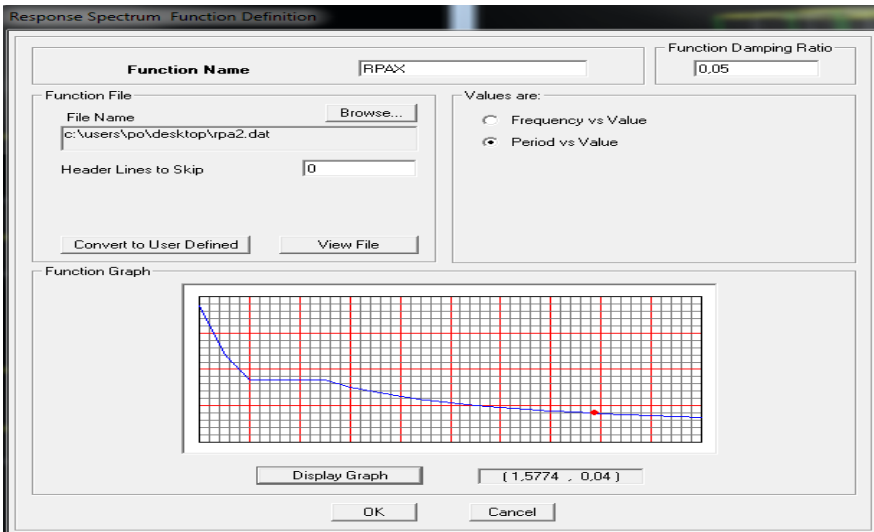
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes  $T$ .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient de comportement : portique voile avec interaction  $R=4$
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1,05.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur *ok*.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :  
**Define Response** → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**.



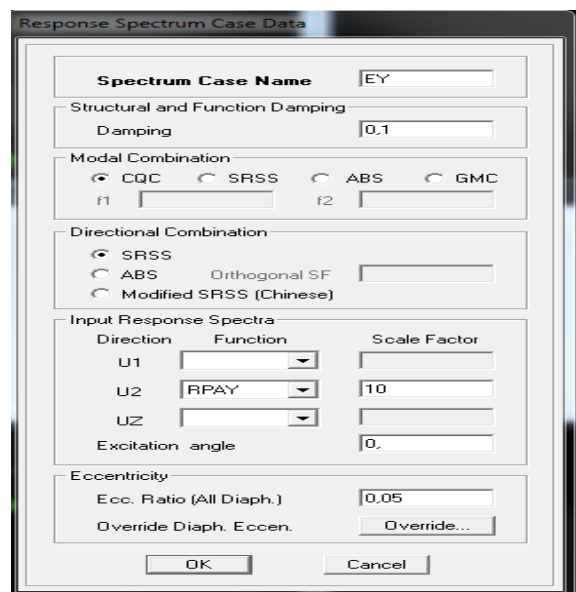
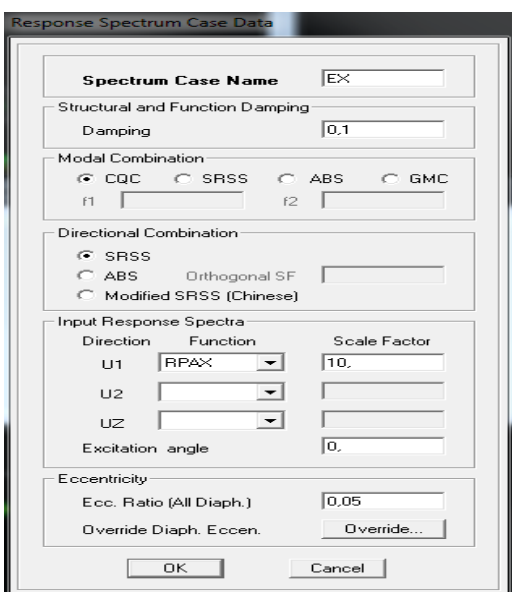
**Fonction Name** (nom du spectre): RPAX ou bien RPAY.

❖ **Cinquième étapes:**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :


**Define** → **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

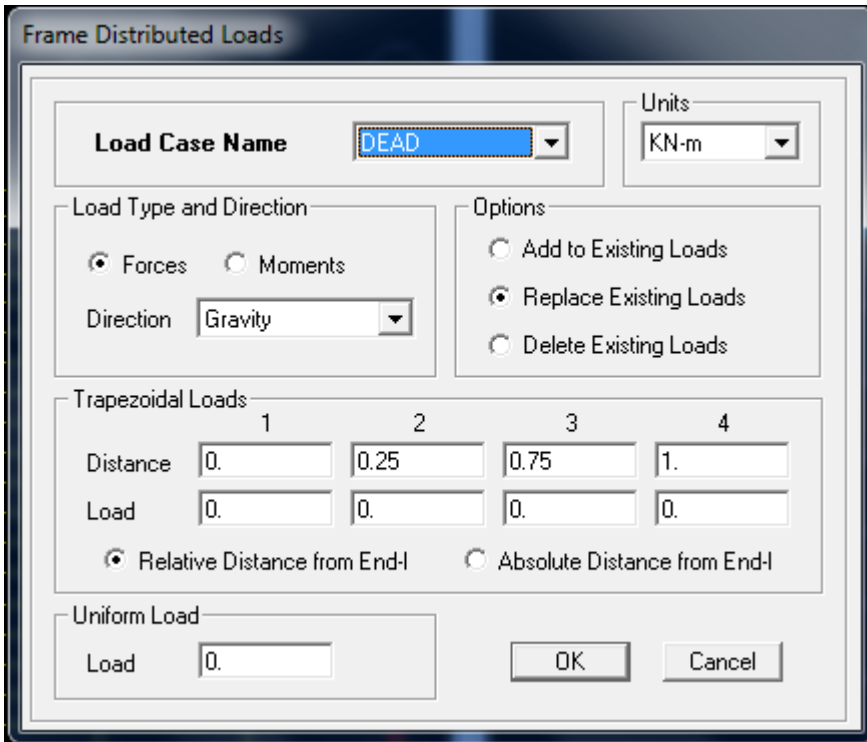
Dans la partie Input **response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



❖ sixième étapes :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

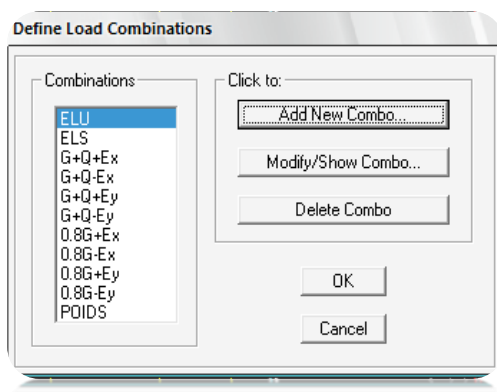
uniform surface loads → uniform loads → ok 



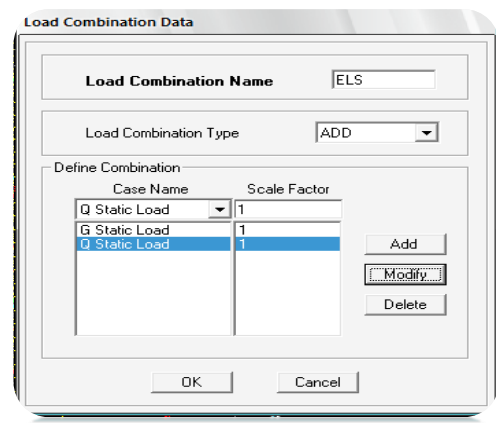
❖ Septièmes étapes

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges

Define → Load combination



Add new Combo →



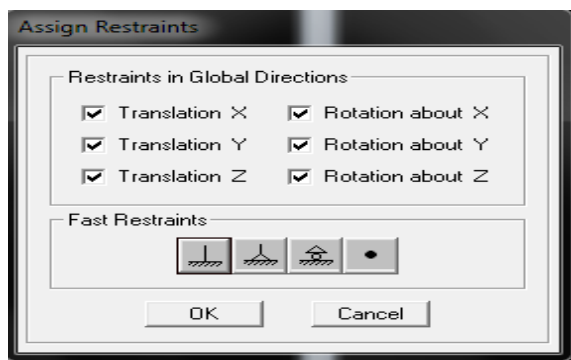
**❖ Huitième étape :**


Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

**Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

**Assign** → **joint/point** → **restraints (support)** : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

**Les diaphragmes :**

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** → **joint/ point** → **Diaphragme Add New Diaphragm**.

Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,

En refait la même opération pour chaque plancher.

**❖ Neuvième étapes :**

Déroulement des analyses et visualisation des résultats

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

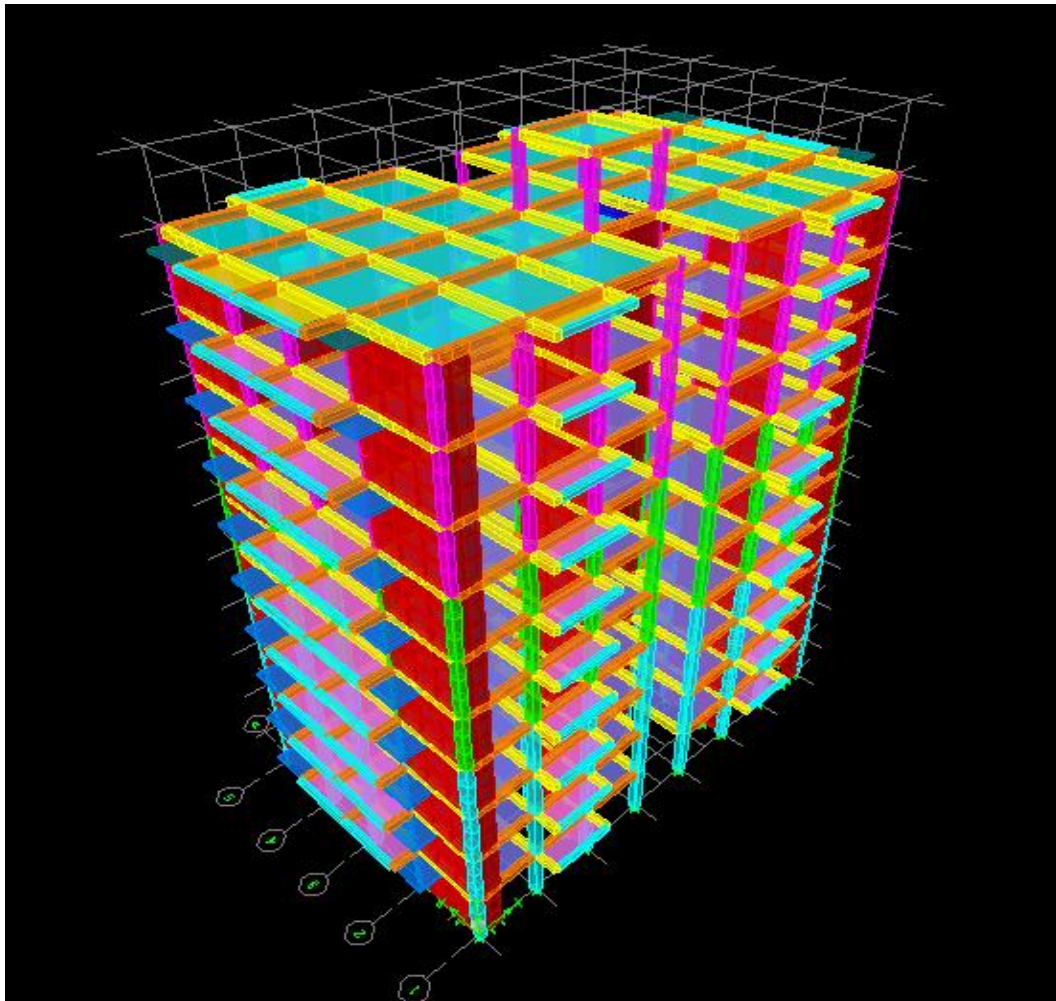


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

#### **IV.2 : Méthode de calcul :**

On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).
- **Calcul dynamique :** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
  - ✓ La méthode statique équivalente.
  - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
  - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de Conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

**NB** : Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

-la condition de la hauteur  $H=35,36m > 23m$  en zone **II.a**

La méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention des spécialistes

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

### **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### ➤ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ➤ **Hypothèses de calcul.**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

### **IV.3 : Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

**Définition :** Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau **(4.7 RPA 99/V2003)**  
**T<sub>2</sub> = 0,50s** (site meuble).

❖ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

$\zeta$ (%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\zeta = 7\%$  : Construction auto stable.

$\zeta = 10\%$  : Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte on prend la moyenne :  $\zeta = 8,5\%$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ Facteur de qualité qui est déterminé comme suit :}$$

$P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

➤ **Régularité en plan :**

**a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses .....**condition vérifiée.**

**a2.** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée *on suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS.*

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4  $26.95/17.20=1.566 < 4$  ..... **condition vérifiée**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction nous avons une seule partie saillante transversalement de dimension

$$l = 3,75\text{m}$$

$$l_{\text{tot}} = 17,20\text{m} \quad 100\% \text{ d'où } l = 21,80\% < 25\% \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier  $Stot = 354.46 \text{ m}^2$ ,  $S_{\text{ouverture}} = 12.75 \text{ m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures = 3.59% < 15% ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Régularité en élévation :**

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ..... **Condition vérifiée.**

**b2.** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....  
**Condition vérifiée**

**b3.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation .....**Condition vérifiée**

notre structure n'est pas régulière car les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

**C/Conditions minimales sur les files de contreventement :**

**c1.** système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement ..... **Condition vérifiée**

**c2.** système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67

$\frac{h_e}{L} < 0.67$ ,  $h_e$  : étant la hauteur d'étage soit égale à 3.06m et  $l=3.20$ m (valeurs maximales)

Donc :  $\frac{h_e}{L} = \frac{3.06}{3.20} = 0,95 > 0,67$  ..... **Condition non vérifiée.**

**d) Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 6 files suivant x-x et 4 suivant y-y) .....**Condition vérifiée**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{320} = 1,09 < 1,5 \quad (\text{suivant } x - x) \\ \frac{375}{345} = 1,08 < 1,5 \quad (\text{suivant } y - y) \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise ..... **Condition vérifiée**

**f) Contrôle de la qualité de l'exécution :**

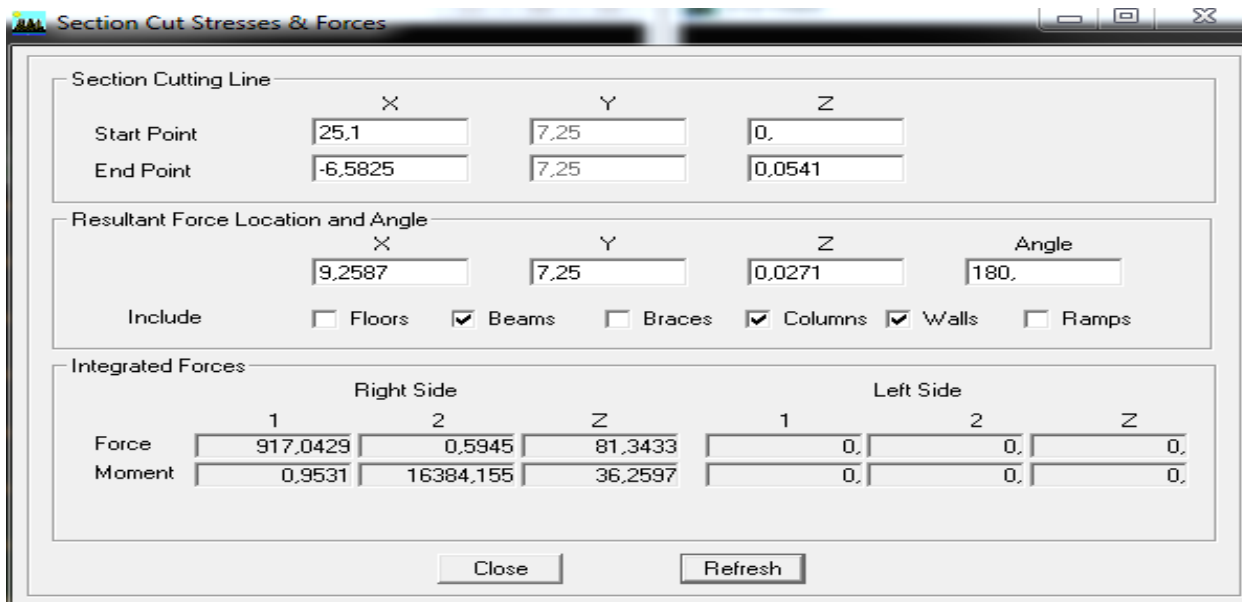
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. .... **Condition vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés

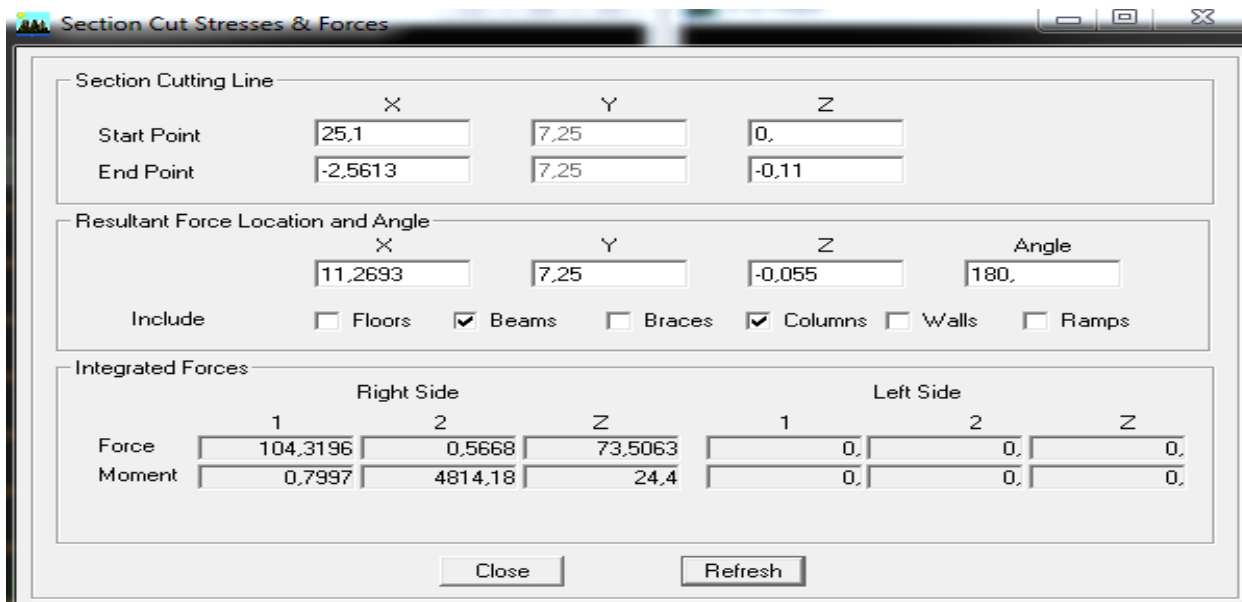
Critère q	Observée selon x-x	Pénalités Pq	Observée selon y-y	Pénalités Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non	0,05	oui	0
2. Redondance en plan.	oui	0	oui	0
3. Régularité en plan.	oui	0	oui	0
4. Régularité en élévation.	oui	0	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0	oui	0
	<b>Q = Σ Pq+1</b>	<b>1,05</b>		<b>1</b>

**IV-4) calcul du pourcentage de participation des voiles :**

Le logicielle ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :



**Fig IV-2 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex**



**Fig.IV-3 : Efforts repris par les portiques selon Ex.**

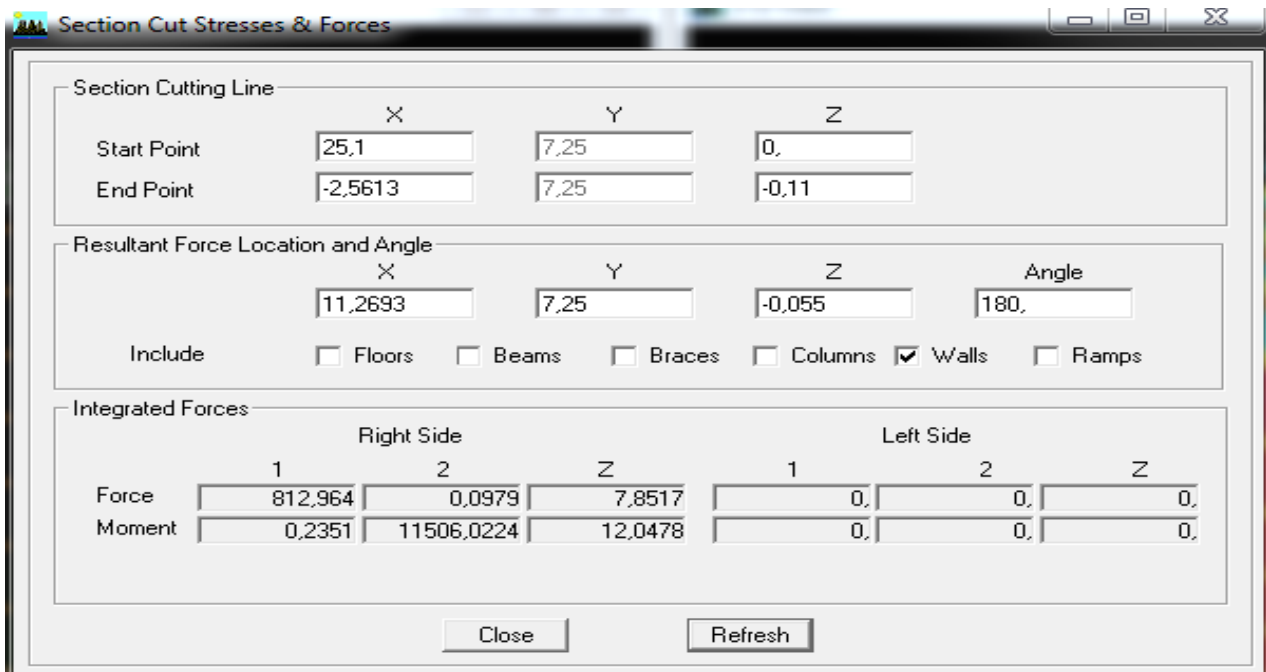


Fig IV-4 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

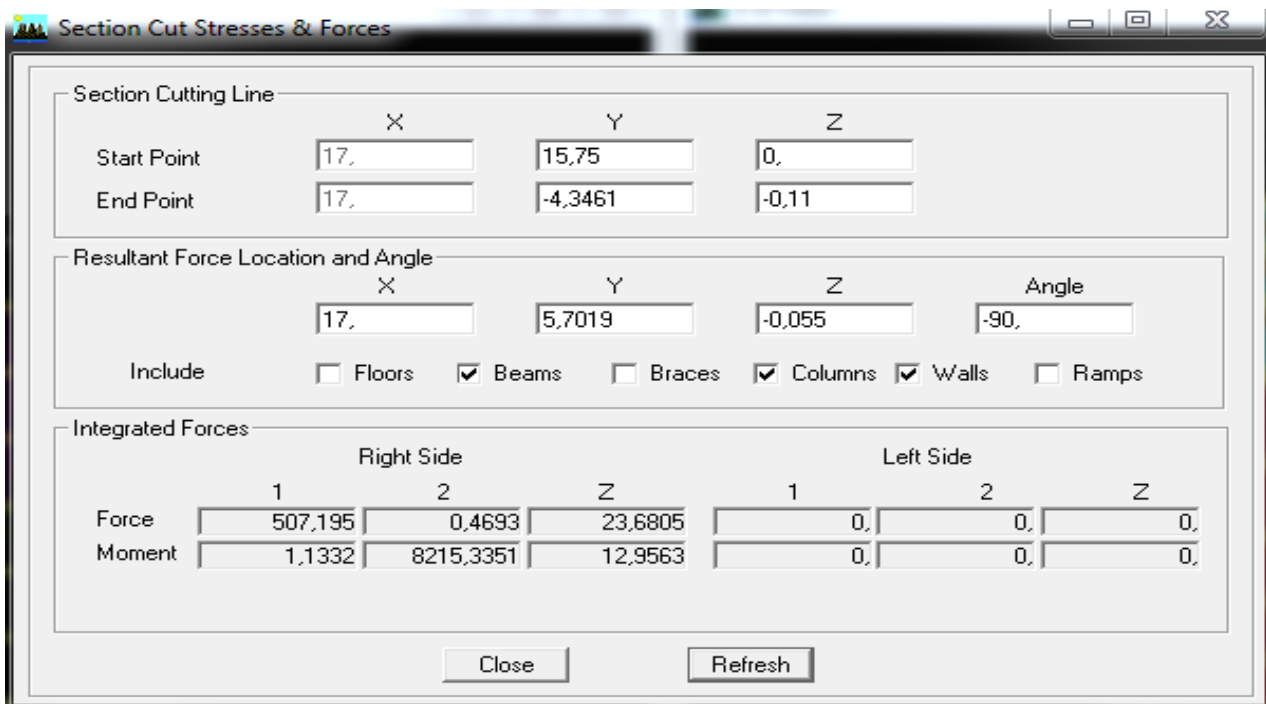


Fig IV-5 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

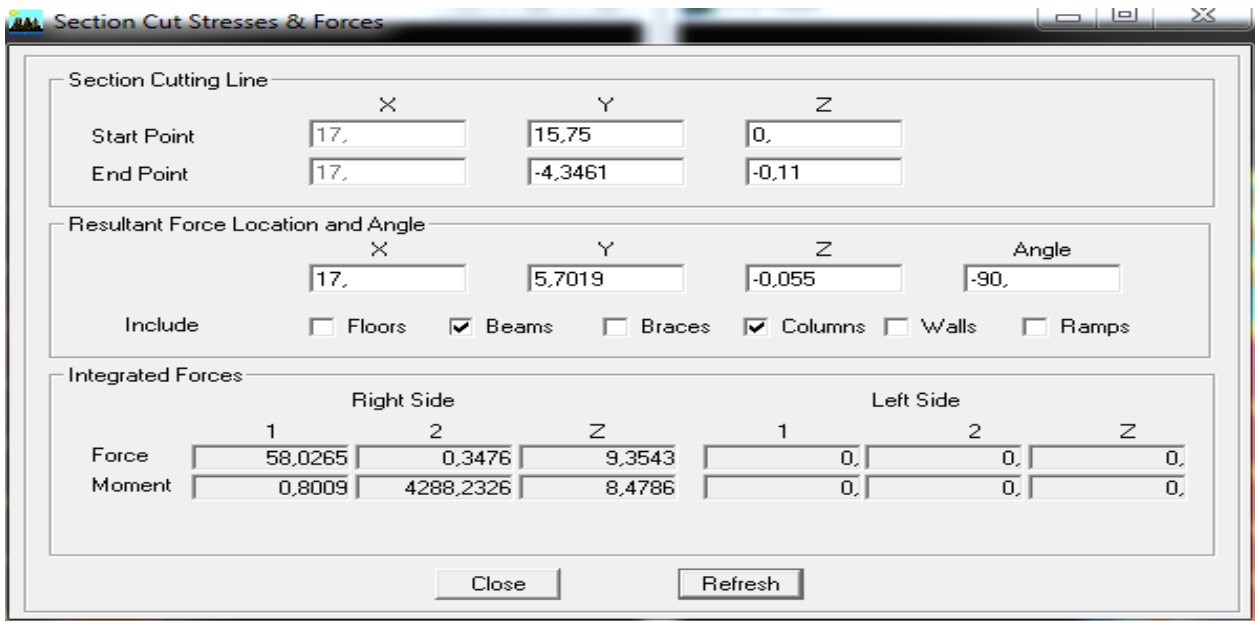


Fig.IV-6 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

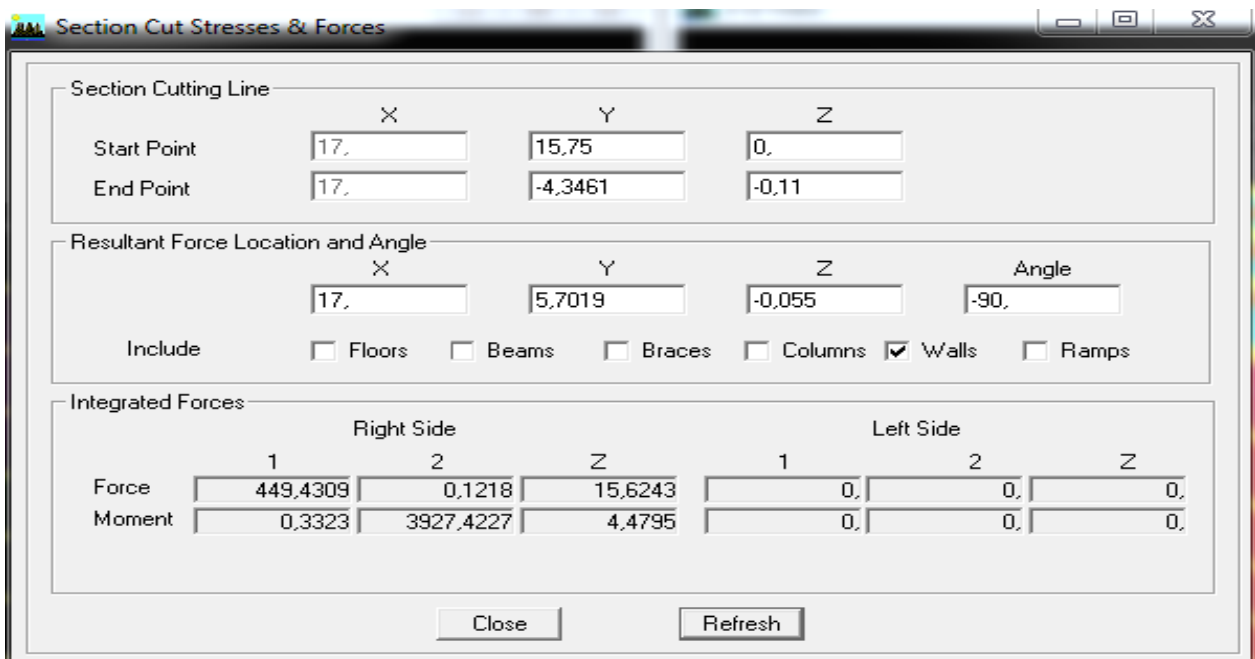


Fig IV-7 : Efforts repris par les voiles selon Ey

- **Suivant xx :**  
 Efforts repris par l'ensemble : **917,0429 Kn**  
 Efforts repris par les portiques : **104,3196 Kn**  
 Efforts repris par les voiles : **812,964 Kn**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **11,37%**
  - Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **88,63%**
- **Suivant yy :**  
 Efforts repris par l'ensemble : **507,195 Kn**  
 Efforts repris par les portiques : **58,0265Kn**  
 Efforts repris par les voiles : **445,4309Kn**
- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **12,911 %**
  - Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **87,089 %**

### Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **95%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4b** : système à ossature mixte contreventé par des voiles.

### Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement  $R = 4$

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

Caractéristiques	Désignations
Le site	S3
La zone	II.a
Le groupe d'usage	2
Coefficient d'amortissement	10
Facteur de qualité $Q_{x-x}$	1,05
Facteur de qualité $Q_{y-y}$	1
Coefficient de comportement	4

**IV.5 Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003 :**

**V.5.1 Vérification de la période : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003)**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad \text{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Donc :  $T = 0,05(33,66)^{\frac{3}{4}} = 0,7s$

Après majoration de la période de **30 %** on a :  $T = 0,7 \times 1,3 = 0,91 s$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel ETABS

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,751594	69,5475	0,0080	0,0000	69,5475	0,0080	0,0000	0,0121
	2	0,601558	0,0102	66,3693	0,0000	69,5577	66,3773	0,0000	97,9595
	3	0,556543	0,0500	0,0130	0,0000	69,6077	66,3902	0,0000	0,0220
	4	0,199541	16,2915	0,0000	0,0000	85,8993	66,3902	0,0000	0,0001
	5	0,134247	0,0003	16,4486	0,0000	85,8996	82,8388	0,0000	1,3994
	6	0,132321	0,3247	0,0259	0,0000	86,2243	82,8647	0,0000	0,0021
	7	0,123590	0,0322	0,0026	0,0000	86,2565	82,8673	0,0000	0,0001
	8	0,118335	0,0007	3,2563	0,0000	86,2572	86,1236	0,0000	0,2818
	9	0,113619	0,0000	0,2611	0,0000	86,2572	86,3847	0,0000	0,0226
	10	0,088632	6,2548	0,0000	0,0000	92,5120	86,3847	0,0000	0,0000
	11	0,056205	0,0000	6,8802	0,0000	92,5120	93,2649	0,0000	0,2371
	12	0,054029	0,0002	0,0652	0,0000	92,5122	93,3301	0,0000	0,0022

**Tableau V.1.**la période donnée par ETABS

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.75s \\ T_{analytique} < T_{empirique} \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.5.2.vérification du pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,751594	69,5475	0,0080	0,0000	69,5475	0,0080	0,0000	0,0121
	2	0,601558	0,0102	66,3693	0,0000	69,5577	66,3773	0,0000	97,9595
	3	0,556543	0,0500	0,0130	0,0000	69,6077	66,3902	0,0000	0,0220
	4	0,199541	16,2915	0,0000	0,0000	85,8993	66,3902	0,0000	0,0001
	5	0,134247	0,0003	16,4486	0,0000	85,8996	82,8388	0,0000	1,3994
	6	0,132321	0,3247	0,0259	0,0000	86,2243	82,8647	0,0000	0,0021
	7	0,123590	0,0322	0,0026	0,0000	86,2565	82,8673	0,0000	0,0001
	8	0,118335	0,0007	3,2563	0,0000	86,2572	86,1236	0,0000	0,2818
	9	0,113619	0,0000	0,2611	0,0000	86,2572	86,3847	0,0000	0,0226
	10	0,088632	6,2548	0,0000	0,0000	92,5120	86,3847	0,0000	0,0000
	11	0,056205	0,0000	6,8802	0,0000	92,5120	93,2649	0,0000	0,2371
	12	0,054029	0,0002	0,0652	0,0000	92,5122	93,3301	0,0000	0,0022

**Tableau .IV.2** Modal Participations Mass Ratios

La somme de la masse modale dans le 11ème mode dépasse 90% de la somme totale du bâtiment dans les deux directions d'où la **condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.**

**IV.5.3 : Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99/version 2003 (Article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Soit : CM :** centre de masse.

**CR :** centre de rigidité.

Suivant le sens x-x :  $L_x = 26,60$  m

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% LX$

ETAGES	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%LX	CONDITION
RDC	D1	11,921	11,857	0,064	1,3475	VERIFIEE
ETAGE1	D2	11,921	11,833	0,088	1,3475	VERIFIEE
ETAGE2	D3	11,921	11,835	0,086	1,3475	VERIFIEE
ETAGE3	D4	11,923	11,84	0,083	1,3475	VERIFIEE
ETAGE4	D5	11,925	11,846	0,079	1,3475	VERIFIEE
ETAGE5	D6	11,925	11,852	0,073	1,3475	VERIFIEE
ETAGE6	D7	11,926	11,857	0,069	1,3475	VERIFIEE
ETAGE7	D8	11,928	11,861	0,067	1,3475	VERIFIEE
ETAGE8	D9	11,928	11,864	0,064	1,3475	VERIFIEE
ETAGE9	D10	11,814	11,866	-0,052	1,3475	VERIFIEE
SALLE MACHINE	D11	11,8	11,878	-0,078	1,3475	VERIFIEE

**Tableau IV.3 :** Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y :  $L_y = 17,30$  m

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% L_y$

ETAGES	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5%LY	CONDITION
RDC	D1	7,24	6,907	0,333	0,86	VERIFIEE
ETAGE1	D2	7,24	6,9	0,34	0,86	VERIFIEE
ETAGE2	D3	7,24	6,918	0,322	0,86	VERIFIEE
ETAGE3	D4	7,24	6,938	0,302	0,86	VERIFIEE
ETAGE4	D5	7,24	6,954	0,286	0,86	VERIFIEE
ETAGE5	D6	7,24	6,969	0,271	0,86	VERIFIEE
ETAGE6	D7	7,24	6,98	0,26	0,86	VERIFIEE
ETAGE7	D8	7,24	6,988	0,252	0,86	VERIFIEE
ETAGE8	D9	7,24	6,994	0,246	0,86	VERIFIEE
ETAGE9	D10	7,204	6,998	0,206	0,86	VERIFIEE
SALLE MACHINE	D11	5,415	5,471	-0,056	0,86	VERIFIEE

**Tableau IV.4 : Excentricité suivant y-y**

#### **IV.5.4 Effort tranchant à la base :(Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8 V \quad \text{Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_t^x = 1978,79 \text{ KN} \\ V_t^y = 2244,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\underline{AN}: A = 0,15; \quad Q_Y = 1; \quad ; \quad Q_X = 1,05 \quad R = 4$$

$W$  : la masse total de la structure donné par *ETABS* :  $W = 42950.80 \text{ KN}$

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tableau 4.7, RPA 99/ version 2003**)

$$T_2 = 0.50 \text{ Site S3}$$

$T$  : La période analytique donné par *ETABS* :  $T=0.75\text{s}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.7 \quad \text{Avec : } \xi = 10 \%$$

$$D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{etabs}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.45$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.05}{4} \times 42950.80 = 2452.22 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1}{4} \times 42950.80 = 2335.45 \text{ KN}$$

$$V_{MSE}^x = 0.8 \times 2452.22 = 1961.77 \text{ KN} < V_t^x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{MSE}^y = 0.8 \times 2335.45 = 1868.35 \text{ KN} < V_t^y \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée

#### IV.5.5. Le déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (**Art.5.10 RPA 99/Version 2003**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k = 1\% \cdot h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal (X-X) :

Niveaux	$\delta_k$ (cm)	R	R. $\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%H(m)	Conditions
ETAGE10	0,0138	4	0,0552	0,0036	0,0306	Vérifiée
ETAGE9	0,0129	4	0,0516	0,0052	0,0306	Vérifiée
ETAGE8	0,0116	4	0,0464	0,006	0,0306	Vérifiée
ETAGE7	0,0101	4	0,0404	0,006	0,0306	Vérifiée
ETAGE6	0,0086	4	0,0344	0,006	0,0306	Vérifiée
ETAGE5	0,0071	4	0,0284	0,0064	0,0306	Vérifiée
ETAGE4	0,0055	4	0,022	0,0064	0,0306	Vérifiée
ETAGE3	0,0039	4	0,0156	0,0056	0,0306	Vérifiée
ETAGE2	0,0025	4	0,01	0,0048	0,0306	Vérifiée
ETAGE1	0,0013	4	0,0052	0,0036	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0004	4	0,0016	0,0016	0,0306	Vérifiée

Tableau IV.5: Déplacements relatifs sous l'action Ex.

➤ Sens transversal (Y-Y) :

Niveaux	$\delta_k$ (cm)	R	R. $\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%H(m)	Conditions
ETAGE10	0,0108	4	0,0432	0,004	0,0306	Vérifiée
ETAGE9	0,0098	4	0,0392	0,0048	0,0306	Vérifiée
ETAGE8	0,0086	4	0,0344	0,0052	0,0306	Vérifiée
ETAGE7	0,0073	4	0,0292	0,0048	0,0306	Vérifiée
ETAGE6	0,0061	4	0,0244	0,0052	0,0306	Vérifiée
ETAGE5	0,0048	4	0,0192	0,0048	0,0306	Vérifiée
ETAGE4	0,0036	4	0,0144	0,0044	0,0306	Vérifiée
ETAGE3	0,0025	4	0,01	0,0036	0,0306	Vérifiée
ETAGE2	0,0016	4	0,0064	0,0032	0,0306	Vérifiée
ETAGE1	0,0008	4	0,0032	0,0024	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0002	4	0,0008	0,0008	0,0306	Vérifiée

Tableau IV.6: Déplacements relatifs sous l'action Ey.

#### IV.5.6 : Déplacement maximal :

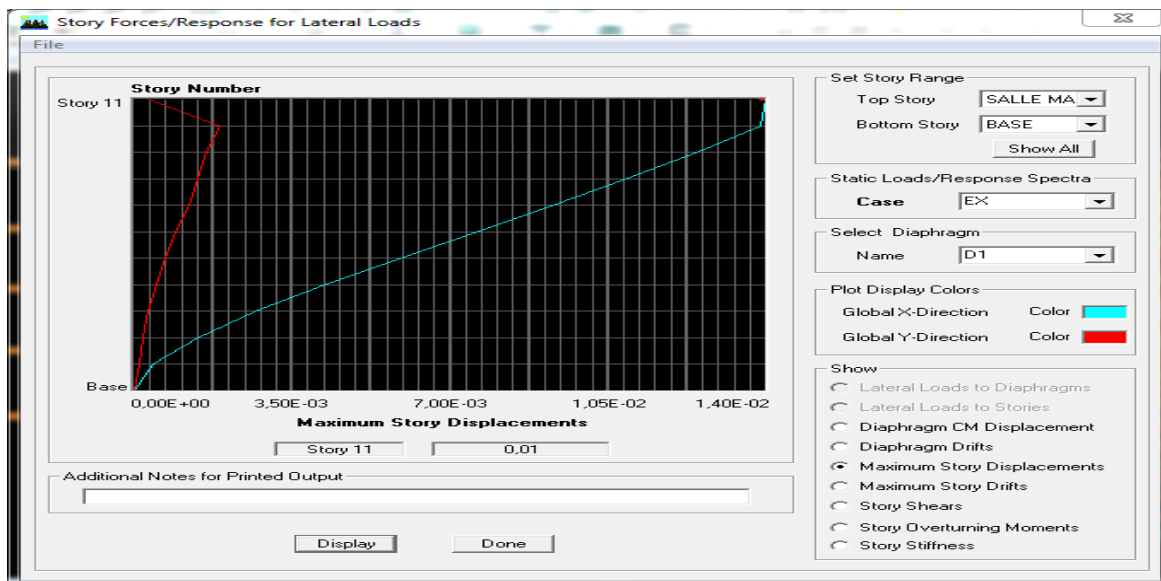
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{33,66}{500} = 0,067$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

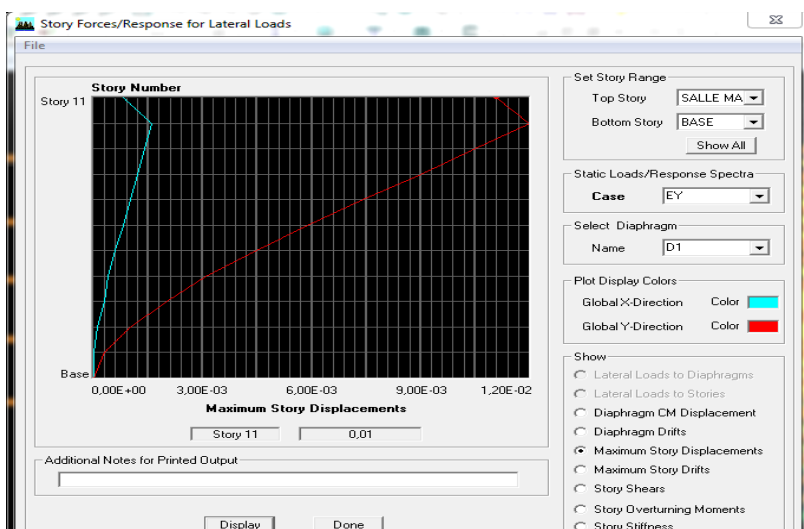
➤ **Sens longitudinal :**



**Figure IV.8 : Déplacement maximal dans le sens x-x**

$$\delta_{max} = 0,01 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{33,66}{500} = 0,067 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**



**Figure IV.9 : Déplacement maximal dans le sens y-y**

$$\delta_{max} = 0,01 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{35,36}{500} = 0,07 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **IV.5.7 Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003)**

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

$B_c$  : L'aire de la section en béton,  $B_c = 0,45 \times 0,40 = 0,18 \text{ m}^2$

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique de béton.  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de  $N_d$  est prise à partir de logiciel *ETABS*,

$N_d$  dans notre cas est :  $N_d = 1304,94 \text{ KN}$

$$V = \frac{1304,94}{0,45 \times 0,40 \times 25} \times 10^{-3} = 0,2899 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **IV.5.8 L'effet P-Δ : (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003)**

L'effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau « k ».  $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

$V_k$  : Effort tranchant au niveau « k » =  $\sum F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur d'étage « k ».

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à  $\frac{1}{(1-k)}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

## ➤ Sens x-x :

p (kN)	$\theta$ k (m)	pk x $\theta$ k	v k (KN)	hk (m)	vk x hk (kN.m)	$\theta_x$
142,75	0,0009	0,128475	20,58	3,06	62,9748	0,002040101
4343,3	0,0012	5,21196	434,43	3,06	1329,3558	0,003920665
4136,16	0,0014	5,790624	772,73	3,06	2364,5538	0,002448928
4136,16	0,0016	6,617856	1031,81	3,06	3157,3386	0,002096023
4243,26	0,0016	6,789216	1259,94	3,06	3855,4164	0,001760955
4243,27	0,0015	6,364905	1462,73	3,06	4475,9538	0,001422022
4243,26	0,0015	6,36489	1624,32	3,06	4970,4192	0,001280553
4365,66	0,0015	6,54849	1752,62	3,06	5363,0172	0,001221045
4365,66	0,0013	5,675358	1862,44	3,06	5699,0664	0,000995839
4365,66	0,0009	3,929094	1944,22	3,06	5949,3132	0,000660428
4365,66	0,0004	1,746264	1978,79	3,06	6055,0974	0,000288395

Tableau IV.7 : justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le Sens X-X

## ➤ Sens y-y :

p (kN)	$\theta$ k (m)	pk x $\theta$ k	v k (KN)	hk (m)	vk x hk (kN.m)	$\theta_y$
142.75	0,001	0,14275	34,22	3,06	104,7132	0,00136325
4343.3	0,0012	5,21196	517,13	3,06	1582,4178	0,00329367
4136.16	0,0013	5,377008	907,04	3,06	2775,5424	0,00193728
4136.16	0,0012	4,963392	1193,98	3,06	3653,5788	0,0013585
4243.26	0,0013	5,516238	1442,61	3,06	4414,3866	0,0012496
4243.27	0,0012	5,091924	1663,53	3,06	5090,4018	0,0010003
4243.26	0,0011	4,667586	1837,89	3,06	5623,9434	0,00082995
4365.66	0,0009	3,929094	1975,42	3,06	6044,7852	0,00065
4365.66	0,0008	3,492528	2097,93	3,06	6419,6658	0,00054404
4365.66	0,0006	2,619396	2197,03	3,06	6722,9118	0,00038962
4365.66	0,0002	0,873132	2244,5	3,06	6868,17	0,00012713

Tableau IV.8: justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y-Y

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectué toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

### ❖ Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 révisé 2003
 \end{array}$$

### Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

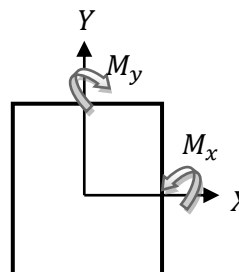
Situation :	$F_e$ (MPa)	$f_{c28}$ (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

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.

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal

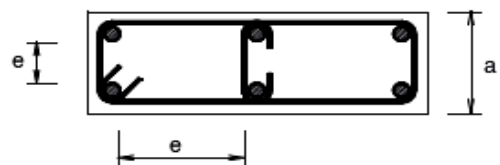


### Recommandation du RPA 2003

#### V-1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales



(zones critiques).

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton

(zone IIa) :

**poteaux (40 x 45):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 45 = 14,4\text{cm}^2$

**poteaux (35 x 40):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$

**poteaux (30 x 35):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 35 = 8,4\text{cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone IIa) :

➤ **Zone courante :**

**poteaux (40 x 45):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72\text{cm}^2$

**poteaux (35 x 40):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$

**poteaux (30 x 35):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42$

➤ **Zone de recouvrement :**

**poteaux (40 x 45):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 106\text{cm}^2$

**poteaux (35 x 40):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$

**poteaux (30 x 35):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

**V-2 Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400$  [MPa].

$A_t$  : Armatures transversales.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2,50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec  $\emptyset$ : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

### La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

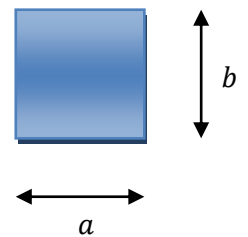
### Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset$  minimum.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : «  $a$  » et «  $b$  » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.



### V-3 Calcul du ferrailage à L'ELU :

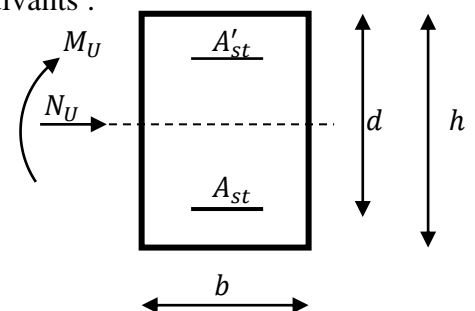
#### V-3-1 Les armatures longitudinales :

##### V-3-1-1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



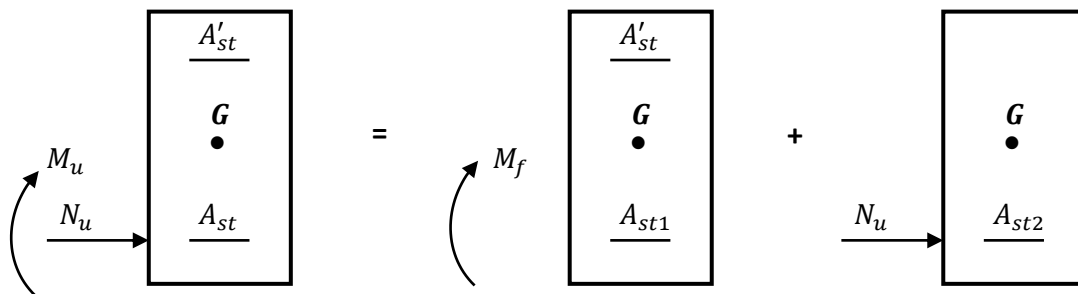
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

**Avec** :  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est simplement armée (SSA)  $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

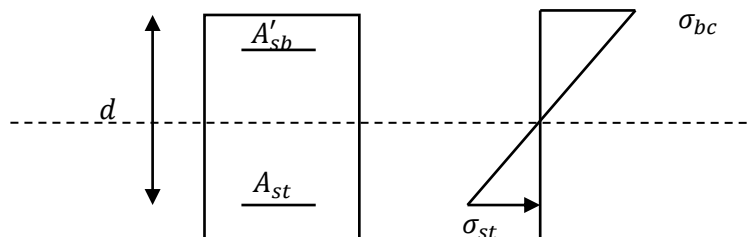
Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

• Si :  $\mu > \mu_l = 0,392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul :**

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec** :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$ ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

### b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

#### 1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \Psi . b . h . f_{bc}}{100 . \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

#### 2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

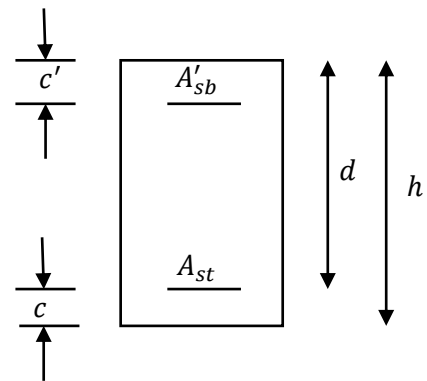
$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

$$\text{➤ Si : } e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \text{ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite}$$

$$\text{de stabilité de forme et la section d'armature sera : } A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$$

**Avec**  $B$  : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier



**Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « *SOCOTEC* ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

FERRAILAGE DES POTEAUX											
Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Situation	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etage 1, 2 ET 3	N <sub>max</sub> =-995,1	M <sub>cor</sub> =-20,631	ACC	40x45	SEC	0,00	0,00	0,00	14,4	16,08	8HA16
	N <sub>min</sub> =-210,04	M <sub>cor</sub> =5,679	ACC		SEC	0,00	0,00				
	N <sub>cor</sub> =-543,79	M <sub>max</sub> =-38,848	ACC		SEC	0,00	0,00				
Etages 4, 5 et 6	N <sub>max</sub> =-505,12	M <sub>cor</sub> =-11,285	ACC	35x40	SEC	0,00	0,00	0,00	11,2	12,31	8HA14
	N <sub>min</sub> =53,09	M <sub>cor</sub> =3,524	ACC		SEC	0,00	0,00				
	N <sub>cor</sub> =-271,86	M <sub>max</sub> =-36,083	ACC		SEC	0,00	0,00				
Etages 7, 8 et 9	N <sub>max</sub> =-224,5	M <sub>cor</sub> =-10,527	ACC	30x35	SEC	0,00	0,00	1,38	8,4	10,67	4HA14+ 4HA12
	N <sub>min</sub> =4,8	M <sub>cor</sub> =0,656	durable		SEC	0,00	0,00				
	N <sub>cor</sub> =-55,77	M <sub>max</sub> =-26,008	ACC		SPC	0,00	1,38				

**Tableau V.1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens**



**V-3-2 Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**a) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

**b) Espacements des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $\phi_L = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**c) La quantité d'armatures transversales minimale :**

Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_{t \min}$  :

**Poteaux (40x45) :**

RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 5,355 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (35x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (30x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,30} = 7,14 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Conclusion :** les armatures transversales de tout les poteaux seront composées de :

2 cadres  $\Phi 8$

❖ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA12 :} \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA14 :} \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 :} \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA20 :} \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,54 \text{ cm}$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

$$\text{Pour les HA12 :} \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 :} \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 :} \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 :} \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

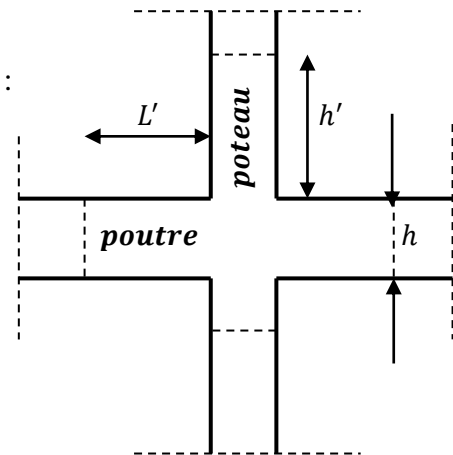
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 40, 45, 60 \} \text{ cm}$$

$b_1$  et  $h_1$ : dimension du poteau

$h_e$ : hauteur de RDC

On aura :  $h' = 60 \text{ cm}$

**V-3-3) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x45) :**

$$\tau_b = \frac{27 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,16 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35 x 40)**

$$\tau_b = \frac{24,37 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,188 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (30 x 35)**

$$\tau_b = \frac{17,8 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,185 \text{ Mpa} < 1,875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

**V-4 Vérifications à l'ELS :****a) Vérification des contraintes :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

↳ **L'état limite d'ouverture des fissures :** Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

↳ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

**Si :**  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$  section entièrement comprimée.

↳ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{sup} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre supérieure.} \\ \text{➤ } \sigma_{inf} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre inférieure.} \end{aligned}$$

**Remarque :**

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- on vérifie que :  $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Si :**  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$  section partiellement comprimée.

↳ **Vérification d'une section partiellement comprimée :** Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

**Avec :**

$y_1$ : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$ : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression  $C_P$ .

$l_c$ : la distance entre le centre de pression  $C_P$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

**Avec :**

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$  et  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot \bar{n} \cdot A_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

pour la résolution de l'équation , on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$  ,  $= \sqrt[3]{t}$  ,  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si  $\Delta \leq 0$  : l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) , \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) , \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

**avec :**  $a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right)$  ,  $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \quad \text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

Vérfications à l'ELS												
Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	$e_s$ [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
RDC, etages1, 2 et 3	Nmax= -730,74	Mcor = -1,634	0,002	0,075	SEC	56,6	54,1	348	3,79	3,59	15	<i>vérifiée</i>
	Nmin=-217,5	Mcor= -0,59	0,002	0,075	SEC	16,9	16,1		1,13	1,06		<i>Vérifiée</i>
	Ncor= -306,3	Mmax= -9,054	0,029	0,075	SEC	29,9	16,4		2,11	0,98		<i>Vérifiée</i>
Etages 4, 5 et 6	Nmax=-375,89	Mcor= -6,531	0,017	0,066	SEC	43,7	29,6	348	3,03	1,86	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin= -93,74	Mcor= 0,193	0,002	0,066	SEC	9,35	8,93		0,63	0,59		<i>Vérifiée</i>
	Ncor=-234,4	Mmax= -9,333	0,039	0,066	SPC	32,9	12,8		2,36	0,68		<i>Vérifiée</i>
Etages 7, 8et 9	Nmax=-168,38	Mcor= -6,746	0,040	0,058	SEC	32,2	10,7	348	2,33	0,54	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin= 3,45	Mcor= 0,477	0,138	0,058	SPC	1,32	-0,86		0,11	0		<i>Vérifiée</i>
	Ncor= -35,6	Mmax= 9,569	0,268	0,058	SPC	23,8	-42,5		2,14	0		<i>vérifiée</i>

Tableau V.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.



a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification de la condition de non fragilité								
Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	$e_s(m)$	d(cm)	b(cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s(cm^2)$	Obs
RDC 1, 2 et 3	Nmax=-730,74	Mcor = -1,634	0,02	42,5	40	5,05	16,08	Vérifiée
	Nmin=-217,5	Mcor= -0,59	0,02	42,5	40	5,05	16,08	Vérifiée
	Ncor= -306,3	Mmax=-9,054	0,029	42,5	40	5,06	16,08	Vérifiée
4 5 6	Nmax=-375,89	Mcor= -6,531	0,017	37,5	35	3,90	12,31	Vérifiée
	Nmin= -93,74	Mcor= 0,193	0,002	37,5	35	3,89	12,31	Vérifiée
	Ncor=-23,4	Mmax= -9,333	0,039	37,5	35	3,91	12,31	Vérifiée
7 8 9	Nmax=-168,38	Mcor= -6,746	0,040	32,5	30	2,90	10,67	Vérifiée
	Nmin= 3,45	Mcor= 0,477	0,138	32,5	30	2,93	10,67	Vérifiée
	Ncor= -35,6	Mmax= 9,569	0,268	32,5	30	2,97	10,67	Vérifiée

**VI. Ferrailage des poutres :****Introduction :**

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** :

**Combinaison fondamentale**

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

**Combinaisons accidentelle**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

**VI.1 Recommandations du RPA99/ version 2003 :****a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales : (30 x 35) :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires : (30 x 35) :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante
- **6 %** en zone de recouvrement

- Poutres Principales (30 x 35) :  
En zone courante  $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
En zone de recouvrement  $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaire (30 x 35) :  
En zone courante  $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
En zone de recouvrement  $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 Ø** en zone I et II  
**50 Ø** en zone III

**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :

$$\min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :  $s \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2 étapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$A_{st}$  : Section d'acier inférieure tendue,

$A_{sc}$  : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

$M_u$  : Moment de flexion,

$h$  : Hauteur de la section du béton,

$b$  : Largeur de la section du béton

$d$  : Hauteur utile  $d = h - c$ ,

$c$  ;  $c'$  : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

- *Calcul du moment réduit*

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée :  $A_c = 0$

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

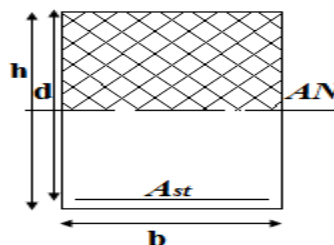


Figure VI.B.1 : section simplement armée.

2<sup>eme</sup> cas : Section doublement armée :  $A_c \neq 0$

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

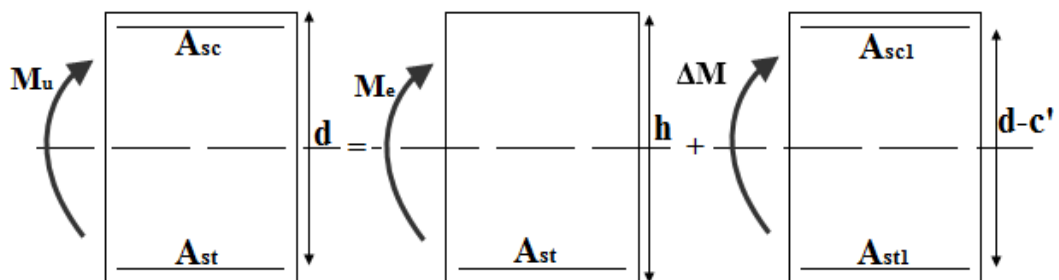


Figure VI.B.2 : section doublement armée.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	$f_{c28} (MPa)$	$f_e (MPa)$	$f_{bu} (MPa)$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st} (MPa)$
<b>Situation Accidentelle</b>	25	400	21,73	1,15	1	0,85	400
<b>Situation Courante</b>	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

TAB VI.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

**VI.3 Ferraillage des poutres :**

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis soit en travée

**Note :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

$M_{elu}$  : Moment max à l'ELU

$M_{acc}$  : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales :
- ✓ En travée :

Ferrailages des poutres principales en travée à L'ELU (30x35)							
Zone	$M_{max}(KN.m)$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_t$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
I(RDC 1,2,3)étages	66,968	0,148	SSA	0,919	6,468	3HA14+2HA12	6,88
II(4,5,6)étages	55,3	0,122	SSA	0,935	5,248	3HA14+2HA12	6,88
III (7, 8,9,10)étages	38,092	0,084	SSA	0,956	3,525	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.2: ferrailage des poutres principales en travée.

- ✓ Aux appuis :

Ferrailages des poutres principales aux appuis à L'ELU (30x35)							
Zone	$M_{max}(KN.m)$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_t$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_{adoptée}$ ( $Cm^2$ )
I (RDC 1,2,3) étages	81,587	0,182	SSA	0,899	8,058	3HA14+3HA12	9,23
II ( 4, 5,6) étages	77,311	0,172	SSA	0,905	7,583	3HA14+3HA12	9,23
III (7, 8, 9,10)étages	63,748	0,142	SSA	0,923	6,125	3HA14+3HA12	9,23

Tableau VI.3: ferrailage des poutres principales aux appuis.

- Poutres secondaires :
- ✓ En travée :

Ferrailages des poutres secondaires en travée à L'ELU (30x35)							
Zone	$M_{max}$ ( $KN.m$ )	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_t$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_{adoptée}$ $Cm^2$
I (RDC 1,2,3) étages	31,318	0,068	SSA	0,965	2,877	3HA14	4,62
II (4,5,6)étages	24,103	0,054	SSA	0,972	2,194	3HA14	4,62
III (7,8,9,10)étages	19,906	0,044	SSA	0,978	1,803	3HA14	4,62

Tableau VI.4: ferrailage des poutres secondaires en travée.

✓ Aux appuis :

Ferraillages des poutres secondaires aux appuis à L'ELU (30x35)							
Zone	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_t$ Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	$A_{adoptée}$
I(RDC 1,2,3)étages	60,487	0,134	SSA	0,928	5,78	3HA14+2HA12	7,7
II(4,5,6)étages	57,926	0,128	SSA	0,931	5,52	3HA14+2HA12	7,7
III(7,8,9,10)étages	52,022	0,116	SSA	0,938	4,91	3HA14+2HA14	7,7

Tableau VI.5: ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

VI- 3.1 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1}{400} = 1,27 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,27 \text{ cm}^2$  ..... Condition Vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 6,68 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,27 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

✓ Poutres Secondaire :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1}{400} = 1,27 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopt} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,27 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

En travées :

$A_{Adopt} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,27 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

**2) Justification de l'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$T_u^{\max}$  : effort tranchant maximal à l'ELU

- **poutre principale:**  $T_u^{\max} = 90,98 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{90,98 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,325} = 0,933 \text{ MPa}$$

- **poutre secondaire:**  $T_u^{\max} = 89,16 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{89,16 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,325} = 0,914 \text{ MPa}$$

**a) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91) :**

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principale :**  $\tau_u = 0,933 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**
- **Poutres secondaire :**  $\tau_u = 0,914 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

**b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- **Poutres principales :**  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 90,98 - \frac{81,587}{0,9 \times 0,325} = -187,95 < 0$

- **Poutres secondaires** :  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 89,16 - \frac{6,487}{0,9 \times 0,325} = -117,63 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$$

**Poutres principale** :  $T_u = 90,98 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ kN}$

**Poutres secondaire**  $T_u = 89,16 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ kN}$

### 2) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

- **poutres principale** :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,98 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263,76} = 1,179 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire** :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 14) \times 3,14 = 219,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{89,16 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 219,8} = 1,38 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 3) Ancrage des barres :

**-Longueur de scellements**(Art. A.6.1,22/BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

avec:  $\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$

pour les **HA14**  $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm.}$

pour les **HA12**  $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$ .

Les règles de BAEL (**Art A.6.1,253/BAEL91**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

Pour les **HA14**  $L_a = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

Pour les **HA12**  $L_a = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

#### 4) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

- **Poutre principales :**

$$\phi_t = \min\{1; 1.4; 3\} = 1 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaires :**

$$\phi_t = \min\{1; 1.4; 3\} = 1 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### 5) Calcul des espacements :

##### 1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x35) :  $S_t = 8,75 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) :  $S_t = 8,75 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

##### 2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x35) :  $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) :  $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01$$

$A_t = 2,01 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée**

**3) Délimitation de la zone nodale :**

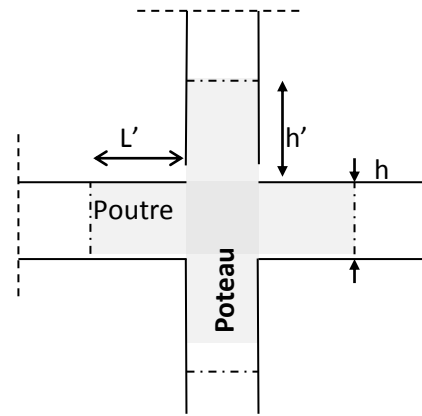
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 \times h$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.



**Figure.VI.B.3** Délimitation de la zone nodale.

**On aura :**

-  $L' = 2 \times 35 = 70$  [cm] : poutre principale de (30x35)

-  $L' = 2 \times 35 = 70$  [cm] : poutre secondaire de (30x35)

**6) armatures transversales minimales :**

Selon le **RPA 99/version 2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

- **Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > 1,35 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > 1,35 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**VI.3.2) Vérifications à l'ELS :**

a) **Vérification de la résistance du béton à la compression**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$\beta_1$  et  $k_1$  en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

Zone		$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
RDC (1,2,3) étages	Travée	29,367	6,88	0,704	0,878	25,98	162,05	6,24	15	CV
	Appuis	-48,713	9,23	0,956	0,863	21,50	203,85	9,48	15	CV
(4,5,6,) Etages	Travée	25,586	6,88	0,704	0,878	25,98	141,18	5,43	15	CV
	Appuis	-42,056	9,23	0,946	0,863	21,50	175,99	8,18	15	CV
(7,8,9,10) Etages	Travée	18,439	6,88	0,704	0,878	25,98	101,75	3,91	15	CV
	Appuis	-37,925	9,23	0,946	0,863	21,50	158,70	7,22	15	CV

**Tableau VI.6 :** vérification du ferrailage des poutres principales.

- **Poutres secondaires :**

Zone		$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
RDC (1,2,3)étages	Travée	22,84	4,62	0,472	0,896	33,08	183,91	5,56	15	CV
	Appuis	-44,71	7,7	0,782	0,873	24,37	221,70	9,09	15	CV
(4,5,6,) Etages	Travée	17,53	4,62	0,472	0,896	33,08	141,16	4,26	15	CV
	Appuis	-40,18	7,7	0,782	0,873	24,37	199,24	8,17	15	CV
(7,8,9,10)	Travée	14,28	4,62	0,472	0,896	33,08	114,99	3,47	15	CV
	Appuis	-27,64	7,7	0,782	0,873	24,37	137,06	5,62	15	CV

**Tableau VI.7 :** vérification du ferrailage des poutres secondaires.

**b)Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :** (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

**Valeurs limites de la flèche :**

Pour  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

**Poutre secondaires :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$

**Poutres principales :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$

**La flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

- **Poutres secondaire :**  $f = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 0,7$
- **Poutres principales :**  $f = 0,046 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75$

**Donc la flèche est vérifiée**

#### **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la porté.

**VII- Ferrailage des voiles :****VII-1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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 sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

**VII-2 Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

**VII-3 Ferrailage des voiles pleins :**

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

**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> et 6<sup>ème</sup> étage

**Zone III :** 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

**VII-4 Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

**a) Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec :  $V = V' = \frac{L}{2}$ ,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d », tel que :  $d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right\}$  .... [Art 7.7.4 RPA99/V2003]

Avec  $L_c$  : longueur de la zone comprimée,  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

$h_e$  : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**b) Calcul des efforts normaux :**

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

$e$  : épaisseur du voile

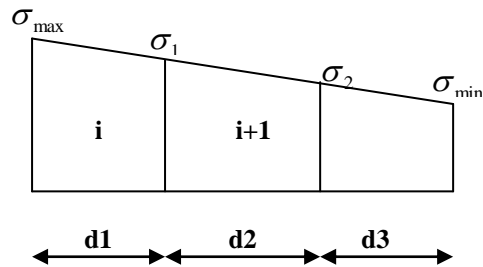


Figure VII-1 : Section entièrement comprimée

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

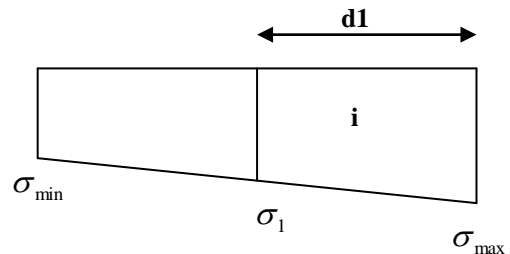


Figure VII-2 : Section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

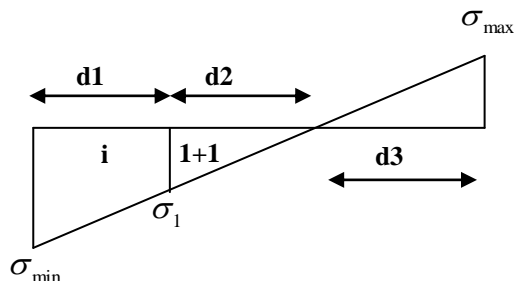


Figure VII-3 : Section partiellement comprimée.

**c) Armatures verticales :****- Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B<sub>t</sub> : section de la bande    B<sub>t</sub> = d · e

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

**- Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

**- Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

**d) Armatures minimales : (RPA 99) :**

$$A_{\min} \geq 2\%(B^t) \quad ; \quad B^t : \text{section du béton tendu.}$$

**e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10 Φ, la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} \quad ; \quad 0,15\%(B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**f) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

**g) Armatures transversal :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

**h) Les potelets :**

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à  $4HA10$ .

**i) Règles communes :****Espacement**

L'espace des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\}$  Aux extrémités du voile, l'espace des barres est réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile.

**Longueur de renversement**

Elle est de :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

**Diamètre maximal**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

**Pourcentage minimal des armatures**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

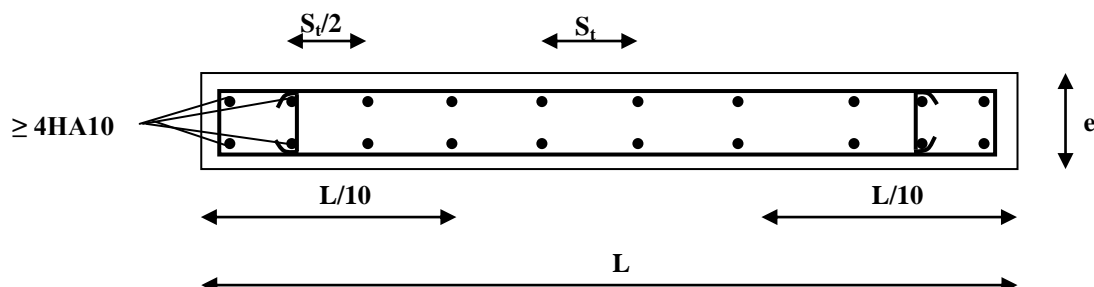


Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII-5 Vérification à L'ELS :****1- Contrainte du béton à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_v}$$

Avec :

$N_{ser}$  : effort normal de service,

$B$  : section du béton comprimé,

$A_v$  : section d'armatures verticales.

**2- Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du voile,

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9h$ ),

$h$  : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

**VII-6 Exemple de calcul de voile (VL1 ,VL2 ,VL3 ,VL4,VL11,VL12) :**

$L=1,40\text{m}$  ;  $e=0,20\text{m}$  .

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} =$$

$$\sigma_{\max} = 2316,37 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = -6209,25 \text{ KN/m}^2.$$

La section est partiellement comprimée.

**1) La longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{2316,37}{2316,37 + 6209,25} \cdot (1,40) = 0,38\text{m}$$

**2) La longueur de la partie tendue :**

$$L_T = L - L_C = 1,4 - 0,38 = 1,02\text{m}$$

**3) Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Et :  $d_2 = L_t - d_1$

**4) Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{2316,37(1,02 - 0,51)}{1,02} = 1158,18 \text{ kN/m}^2$$

**5) Détermination des efforts normaux :**

**1<sup>ère</sup> bande :**  $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 177,14 \text{ kN.}$

**2<sup>ème</sup> bande :**  $N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 59,046 \text{ kN.}$

**6) Calcul des armatures :****6-a) Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{177,14 \times 10}{348} = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{59,046 \times 10}{348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

**6-b) Armatures minimales par bande :**

$$B = L \cdot e = 0,28 \text{ m}^2$$

**6-c) Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T_u}{f_e} = 15,42 \text{ cm}^2$$

**6-d) Armatures verticales totales :**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 8,95 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 1,49 \text{ cm}^2$$

**6-e) Armatures horizontales:**

D'après le BAEL 91:  $A_H = A_v/4 = 2,24 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 99révisé 2003 :

$$A_H \geq 0,15\%B = 4,2 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6HA10 = 5,49 \text{ cm}^2$  avec  $st = 20 \text{ cm}^2$

**6-f) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum (04) épingles au mètre carré soit HA8

**7) Vérification des contraintes de Cisaillement :****RPA :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = 2,225 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = 1,589 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**8) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifiée que :  $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = 4,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau des résultats :****Tableau VII-7) ferrailage des voiles longitudinaux: VL1, VL2, VL3, VL4, VL11, VL12**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,45	1,50		
	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> ]	2316,37	2235,05	971,67		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6209,25	-3640,34	-3479,53		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	400,51	109,3	108,35		
	L <sub>t</sub> (m)	1,02	0,87	1,09		
	L <sub>c</sub> (m)	0,38	0,53	0,31		
	d (m)	0,510	0,434	0,547		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1158,185	1117,525	485,835		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	177,14	145,41	79,75	
		N <sub>2</sub>	59,046	48,469	26,585	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,09	4,18	2,29	
		A <sub>v2</sub>	1,48	1,21	0,66	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,42	4,21	4,17	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,95	5,23	3,33	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,33	2,26	1,71	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,35	4,55	5,75	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	12,3	9,04	9,04	
		Bonde 2	9,04	9,04	9,04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			3,06	2,60	3,28	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			3,08	2,26	2,26	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			5HA10	5HA10	5HA10	
ep =20cm		(A=3,92cm <sup>2</sup> )	(A=3,92cm <sup>2</sup> )	(A=3,92cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,589	0,434	0,430	
		$\tau_b$ (MPa)	2,225	0,607	0,602	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1531,14	627,67	347,68	
$\sigma_b$ (MPa)		4,91	2,04	1,13		

**Tableau VII-8) ferrailage des voiles longitudinaux: VL5, VL6**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	3,05	3,15		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,68	0,68	0,68		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2903,74	2615,9	1097,4		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7554,44	-3487,50	-3429,36		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	368,2	238,46	134,93		
	L <sub>t</sub> (m)	2,46	1,94	2,58		
	L <sub>c</sub> (m)	0,94	1,46	0,82		
	d (m)	1,228	0,971	1,288		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1451,870	1307,950	548,700		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	534,86	381,16	212,00	
		N <sub>2</sub>	178,288	127,052	70,666	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>13,37</b>	<b>9,53</b>	<b>5,30</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>4,46</b>	<b>3,18</b>	<b>1,77</b>	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,18	9,18	5,19	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>16,92</b>	<b>11,82</b>	<b>6,60</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>8,00</b>	<b>5,47</b>	<b>3,07</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,89	10,20	13,52	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24.62</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>	
		Bonde 2	<b>18.46</b>	<b>13,56</b>	<b>13,56</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x8HA14</b>	<b>2x8HA12</b>	<b>2x8HA12</b>
			Bonde 2	<b>2x6HA12</b>	<b>2x6HA12</b>	<b>2x6HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	15	15	15	
		Bonde 2	20	20	20	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		7,37	5,83	7,73		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,62	3,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>7HA12</b>	<b>7HA12</b>	<b>7HA12</b>		
ep =15cm		(A=7.92cm <sup>2</sup> )	(A=7.92cm <sup>2</sup> )	(A=7.92cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,602	0,390	0,220	
		$\tau_b$ (MPa)	0,842	0,545	0,309	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1924,92	1240,89	664,37	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2,64</b>	<b>1,72</b>	<b>0,92</b>	

**Tableau VII-9) ferrailage des voiles longitudinaux: VL7, VL8, VL9, VL10**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,85	1,90	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2708,76	772,94	710,25	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6321,41	-2908,53	-2241,64	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	140,73	121,7	86,71	
	L <sub>t</sub> (m)	1,26	1,42	1,37	
	L <sub>c</sub> (m)	0,54	0,38	0,43	
	d (m)	0,630	0,711	0,683	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1354,380	386,470	355,125	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	255,99	82,44	72,81
		N <sub>2</sub>	85,330	27,480	24,271
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>7,36</b>	<b>2,37</b>	<b>2,09</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>2,13</b>	<b>0,69</b>	<b>0,61</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,42	4,69	3,34	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>8,71</b>	<b>3,54</b>	<b>2,93</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>3,49</b>	<b>1,86</b>	<b>1,44</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,62	7,47	7,18	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>18,46</b>	<b>13,56</b>	<b>13,56</b>
		Bonde 2	<b>12,3</b>	<b>9,04</b>	<b>9,04</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x6HA14</b>	<b>2x6HA12</b>	<b>2x6HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x4HA12</b>	<b>2x4HA12</b>	<b>2x4HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande	3,78	4,27	4,10	
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	4,62	3,39	3,39	
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	
ep =16cm	(A=4,71cm <sup>2</sup> )(A=4,71	(A=4,71cm <sup>2</sup> )	(A=4,71cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>5 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,434	0,376	0,268
		$\tau_b$ (MPa)	0,608	0,526	0,375
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	840,32	535,9	277,96
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2,07</b>	<b>1,36</b>	<b>0,71</b>	

Tableau VII-10) ferrailage des voiles transversaux: VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT6, VT7, VT8.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,30	3,40	3,50	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2903,74	2776,09	1202,83	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5934,51	-3749,19	-749,84	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	409,52	341,98	227,5	
	L <sub>t</sub> (m)	2,52	2,15	1,44	
	L <sub>c</sub> (m)	1,23	1,60	2,31	
	d (m)	1,259	1,077	0,720	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1451,870	1388,045	601,415	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	548,36	448,61	129,91
		N <sub>2</sub>	182,788	149,535	43,303
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15,76	12,89	3,73
		A <sub>v2</sub>	4,57	3,74	1,08
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,77	13,17	8,76	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	19,70	16,18	5,92
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	8,51	7,03	3,27
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,22	11,31	7,56	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	24,62	18,1	18,1
Bonde 2		13,56	13,56	13,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
		Bonde 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	20	20	20
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,55	6,46	4,32
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12	7HA12	7HA12
ep =15cm		(A=7,92cm <sup>2</sup> )(A=4,71	(A=7,92cm <sup>2</sup> )	(A=7,92cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,607	0,507	0,337
		$\tau_b$ (MPa)	0,849	0,709	0,472
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2080,71	1352,26	735,19
$\sigma_b$ (MPa)		2,55	1,70	0,92	



**VIII-1) Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

**VIII-2) Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

**a) 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 ;

On optera pour des fondations superficielles

**b) Dimensionnement des semelles continues :****1. Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

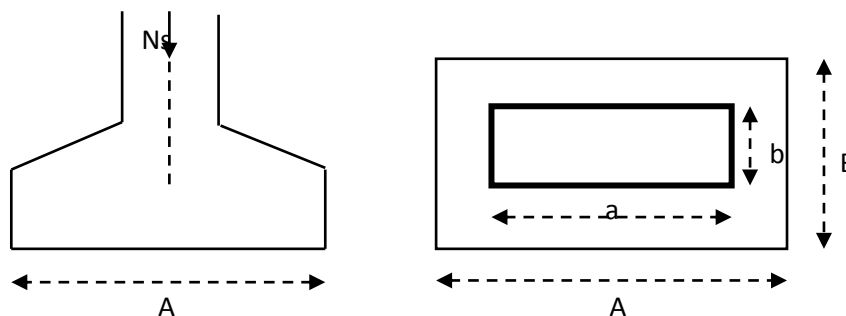
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad \text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

**Exemple:**  $N_{ser} = 1130,85 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$   $\Rightarrow B = 2,38 \text{ m}$

**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.



**Fig VII-2) schéma d'une semelle**

**2. Semelles filantes :****2-1) 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 ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

**Tableau VIII-1) la surface des voiles transversaux :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1 x 8	867,54	4,15	1,05	34,86
				<b>Σ=34,86</b>

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

**Tableau VIII-2) la surface des voiles longitudinaux :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1,2,3 et 4	754,4	1,45	2,60	15,08
VL5 et 6	852,10	3,85	1,11	8,55
VL7,8,9 et 10	864,88	2,25	1,93	17,37
VL11et 12	785,85	1,85	2,13	7,88
				<b>Σ= 48,88</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 83,74 m<sup>2</sup>.**

**2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**✓ **Hypothèse de calcul :**

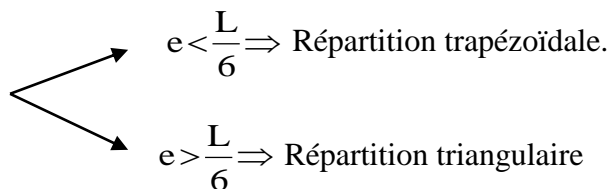
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Étape 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 :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Tableau VIII-3) résumé de calcul:**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique 3).

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
A	852,10	-11,8	-10054,78	8,34
B	844,75	-8,4	-7095,9	-8,72
C	785,85	-5,2	-4086,42	-4,08
D	896,48	-1,7	-1524,01	1,548
E	653,27	1,7	1110,56	-1,965
F	774,05	5,2	4025,01	4,042
G	843,57	8,4	7085,99	8,679
H	846,46	11,8	9988,23	-8,319
	<b>R=6496,53</b>		<b>Σ = -551,32</b>	<b>Σ = -0,475</b>

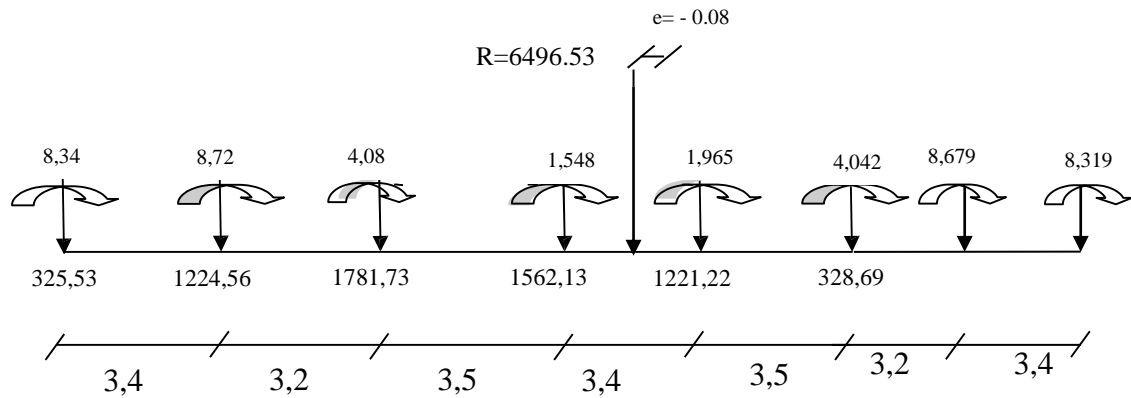


Fig. VIII.3) Répartition des efforts dans la semelle

$$e = \frac{-551,32 + (-0,475)}{6496,53} = 0,08 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,08 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23,6}{6} = 3,93 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6496,53}{23,6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,08}{23,6}\right) = 280,87 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6496,53}{23,6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,08}{23,6}\right) = 269,67 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6496,53}{23,6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,08}{23,6}\right) = 278,07 \text{ kN / ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{278,07}{200} = 1,39 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,50 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,50 \times 23,6 = 35,4 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 35,4 \times 5 = 177 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 177 + 83,74 = 260,74 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 23,6 \times 14,45 = 341,02 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{260,74}{341,02} = 0,7645 \quad \Longrightarrow \quad 76,45 \% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

- La surface des semelles représente 76,45% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

### 2-3) Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

### VIII-3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

#### VIII-3-1) Pré dimensionnement du radier :

##### 1) Epaisseur du tablier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ )

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 3,75 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$h_d \geq \frac{375}{20} = 18,75 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

##### 2) Hauteur des nervures :

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 3,75 \text{ m} \Rightarrow 375/8 = 46,87 \leq h \leq 375/5 = 75 \text{ cm}$$

• **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déformée  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,75\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,71 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 75 \text{ cm} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 30 \text{ cm} \leq b_n \leq 52,5 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 50 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.

### 3) Le débord :

#### Détermination des efforts :

##### a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 25723,96 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 4264,43 \text{ KN}$

**b) Combinaison d'actions :**

à l'ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 41123,99 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 29988,39 \text{ KN.}$$

**c) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41123,99}{1,33 \times 200} = 154,60 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{29988,39}{200} = 149,94 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 154,60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 341,02 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 154,60 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{déb}} = (23,6 \times 0,60 \times 2) + (14,45 \times 0,6 \times 2) + (0,60 \times 0,60 \times 4) = 47,1 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 341,02 + 47,1 = 388,12 \text{ m}^2$

**VIII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :****Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 6754,80 \text{ KN}$

**➤ Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

**Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 388,12 \times 0,25 \times 25 = 2425,75 \text{ KN}$$

**Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (1 - 0,25) \times (23,6 \times 5 + 14,45 \times 8) \times 25 = 2190 \text{ KN}$$

**Poids de TVO :**

$$S_{\text{nerv}} = (0,75 \times 23,6 \times 5) + (0,75 \times 14,45 \times 8) = 175,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho$$

$$= (388,12 - 175,2) \times (1 - 0,25) \times 17 = 2714,73 \text{ KN}.$$

**poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (388,12 - 175,2) \times 0,1 \times 25 = 532,3 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2425,75 + 2190 + 2714,73 + 532,3 = 7862,78 \text{ KN}$$

**Surcharges d'exploitations:**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 4264,43 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2,5 \times 388,12 = 970,30 \text{ KN}$$

**Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 7862,78 + 25723,96 = 33586,74 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 970,30 + 4264,43 = 5234,73 \text{ KN}$$

**VIII-3- 3) Combinaison d'actions:****Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 53194,19 \text{ KN}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{S_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 38821,47 \text{ KN}$$

**VIII-3-4) Vérifications :****A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{53194,19 \times 1}{388,12} \times \frac{3,5}{2} = 239,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{239,85 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,066 \text{ MPa}$$

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

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

**B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :**

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées de ROBOT sont :

$$M_E^x = 41499,24 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 46906,23 \text{ KN.m}$$

**C) Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,8 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,225 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23,6 \times 14,45^3}{12} = 5933,82 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14,45 \times 23,6^3}{12} = 14651,01 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

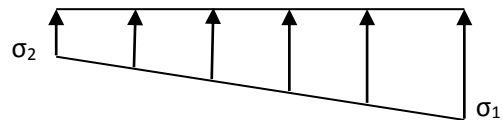
$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

Fig. VII-5) : : Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Sens longitudinal :**

$$M_x = 41499,24 + (1978,79 \times 1,00) = 43478,03 \text{ KN.m}$$

**AP'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{53194,19}{388,12} + \frac{41499,24}{14651,01} \times 11,8 = 170,48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{53194,19}{388,12} - \frac{41499,24}{14651,01} \times 11,8 = 103,63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 170,48 + 103,63}{4} = 153,73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m = 153,73 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**AP'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{38821,47}{388,12} \pm \frac{41499,24}{14651,01} \times 11,8$$

$$\sigma_1 = 133,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 66,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 116,73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

### **Sens transversal:**

$$M_y = 46906,23 + 2244,50 \times 1,00 = 49150,73 \text{ KN.m}$$

### **A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{53194,19}{388,12} \pm \frac{46906,23}{14651,01} \times 7,225$$

$$\sigma_1 = 160,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 113,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148,57 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{38821,47}{388,12} \pm \frac{46906,23}{14651,01} \times 7,225$$

$$\sigma_1 = 123,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 76,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 111,58 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

*Les contraintes sont vérifiées.*

### **VIII-3-5) Ferrailage du radier:**

#### **1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,5 - 0,50)}{(3,75 - 0,50)} = \frac{3,00}{3,25} = 0,92$$

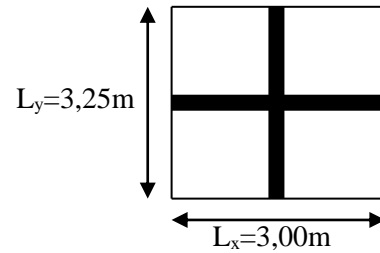


Fig. X-6) Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 160,18 \text{ KN/m}^2$$

**La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 116,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (160,18 - \frac{7862,78}{388,12}) = 139,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (116,73 - \frac{7862,78}{388,12}) = 96,47 \text{ KN/m}^2$$

**❖ Calcul à l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \quad \text{On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0438 \times 139,92 \times 3,00^2 = 55,15 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0,819 \times 96,47 = 79 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

**Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 55,15 \Rightarrow M_{ax} = 27,57 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 79 \Rightarrow M_{ay} = 39,5 \text{KNm}$$

**Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 55,15 \Rightarrow M_{ax} = 16,54 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 79 \Rightarrow M_{ay} = 23,70 \text{KNm}$$

**Moments en travée :**

$$M_{tx} = (-0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (-0,85) \times 55,15 \Rightarrow M_{tx} = -46,87 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (-0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (-0,85) \times 79 \Rightarrow M_{ty} = -67,15 \text{KN.m}$$

**Ferraillage suivant x-x :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,57 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,316 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,491$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,57 \times 10^2}{0,491 \times 25 \times 34,8} = 6,45 \text{cm}^2$$

Soit : **6 HA12=6,79cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,87 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,87 \times 10^2}{0,973 \times 25 \times 34,8} = 5,53 \text{cm}^2$$

Soit : **6 HA12 = 6,79cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

**Ferraillage suivant y-y :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,51 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39,5 \times 10^2}{0,978 \times 25 \times 34,8} = 4,64 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA14= 9.24 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67,15 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,075 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{67,17 \times 10^2}{0,960 \times 25 \times 34,8} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

**Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**

**Tableau VIII-4) ferrailage des portées :**

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis	6HA12/ml	6HA14/ml
Armatures en travée	6HA12/ml	6HA14/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérifications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

$$\begin{aligned} \text{On aura donc : } M_{Sx} &= 0,0510 \times 96,47 \times 3,00^2 = 44,28 \text{KN.m} \\ M_{Sy} &= 0,875 \times 44,28 = 38,74 \text{KN.m} \end{aligned}$$

**Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 44,28 \text{KN.m} = 22,14 \text{KN.m}$$

**Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 44,28$$

$$M_{sa} = 13,28 \text{KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{st} = (-0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (-0,85) \times 44,28$$

$$M_{st} = -37,64 \text{KN.m}$$

**-Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\alpha = 0,024 < \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,64$$

**-Aux appuis de rives:**

$$\mu = 0,015 \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\alpha = 0,017 < \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,64$$

**-En travée :**

$$\mu = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,053$$

$$\alpha = 0,053 < \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,64$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

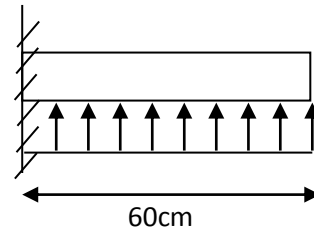
## **2) Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 60\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

### **2-1) Sollicitations de calculs :**

**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{139,92 \times 0,60^2}{2} = 25,18 \text{ KN.m}$$



**Fig. VIII -7) Schéma statique du débord**

**A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{96,47 \times 0,60^2}{2} = 17,36 \text{ KN.m}$$

### **2-2) Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 25 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,18 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,18 \times 10^2}{0,986 \times 25 \times 34,8} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25\text{cm.}$$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**2-3) Vérification à l'ELU :****Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,1}{400} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**2-4) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,18}{17,36} = 1,45$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\alpha = 0,035 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**3) Etude de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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 vers celle-ci.

### 3-1)Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparté le calcul devient classique

- Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

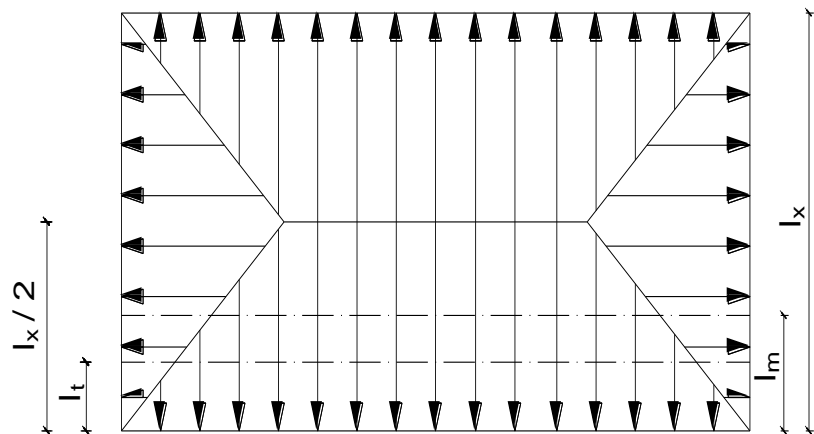


fig VIII.8 : Présentation des chargements simplifiés.

### 3-2)Charges à considérer :

➤ Sens longitudinal : (X-X)

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 139,92 \times 1 = 279,84 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 96,47 \times 1 = 192,94 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 139,92 \times 0,75 = 209,88 \text{ KN / ml.}$$

➤ Sens transversal :(Y-Y)

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 139,92 \times 1,076 = 301,1 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 96,47 \times 1,076 = 207,60 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 139,92 \times 0,81 = 226,67 \text{ KN / ml.}$$

❖ Sens longitudinal (x-x) :

KN/ml

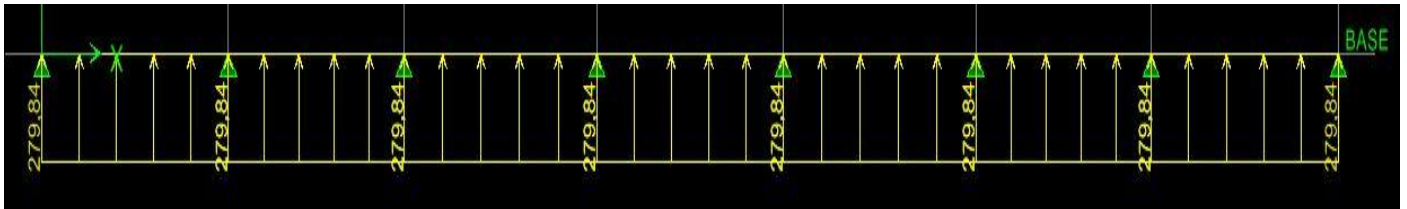


Fig VIII-9) Le chargement à ELU

KN.m

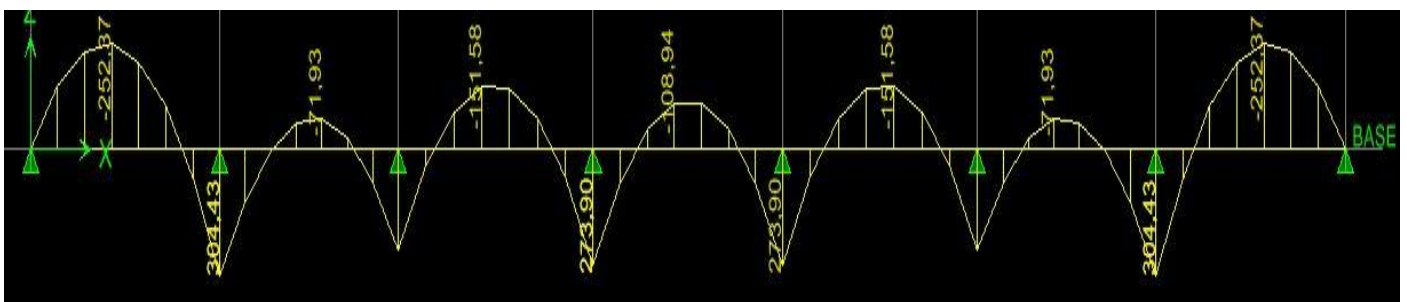


Fig VII-10) Diagramme des moments fléchissant (ELU)

KN

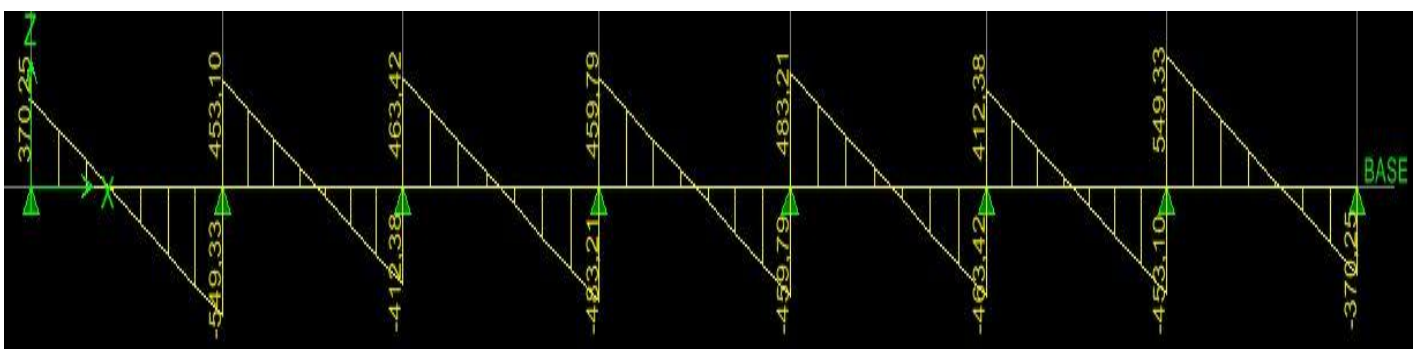
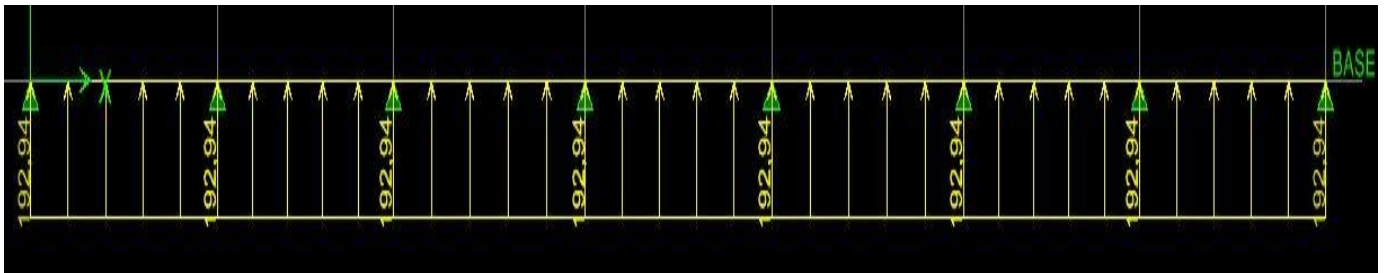


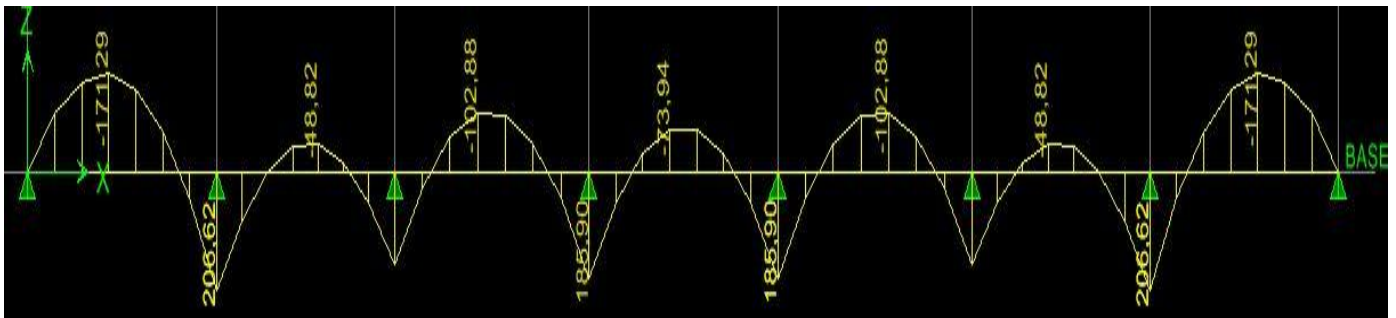
Fig VIII-11) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

*KN/ml*



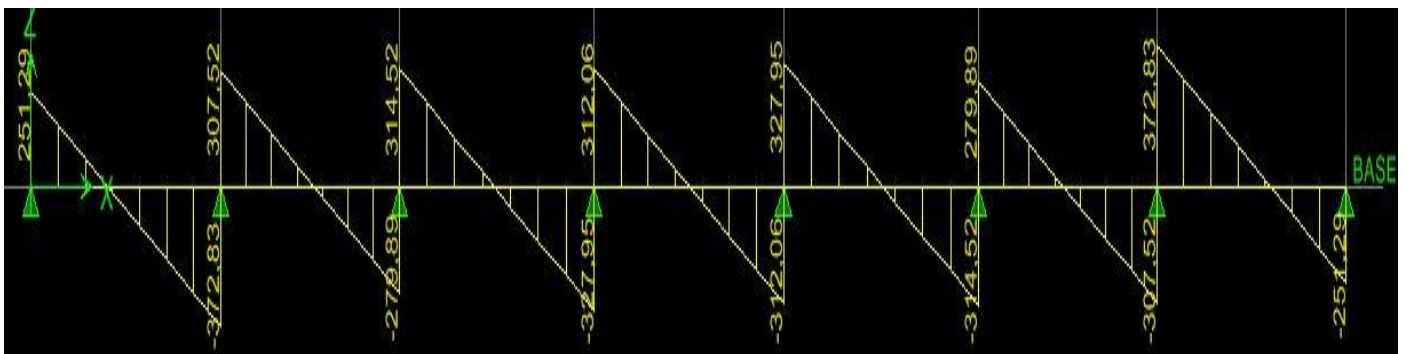
**Fig VII-12) Le chargement à ELS**

*KN.m*



**Fig VII-13) Diagramme des moments fléchissant (ELS)**

*KN*



**Fig VII-14) Diagramme des efforts tranchants (ELS)**

❖ Sens transversal (y-y):

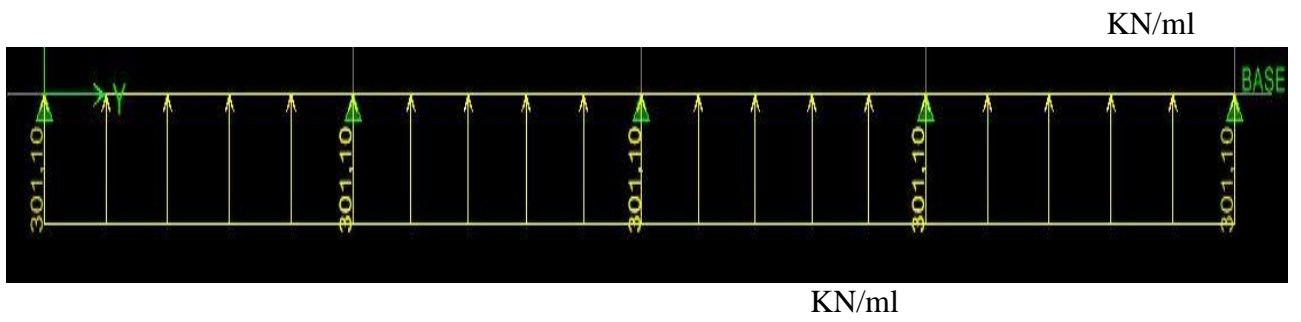


Fig VII-15) Le chargement à ELU

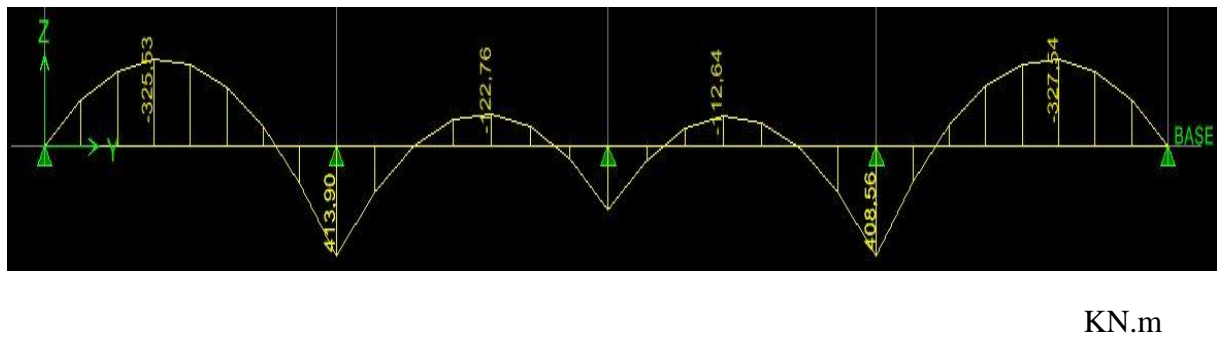


Fig VIII-16) Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

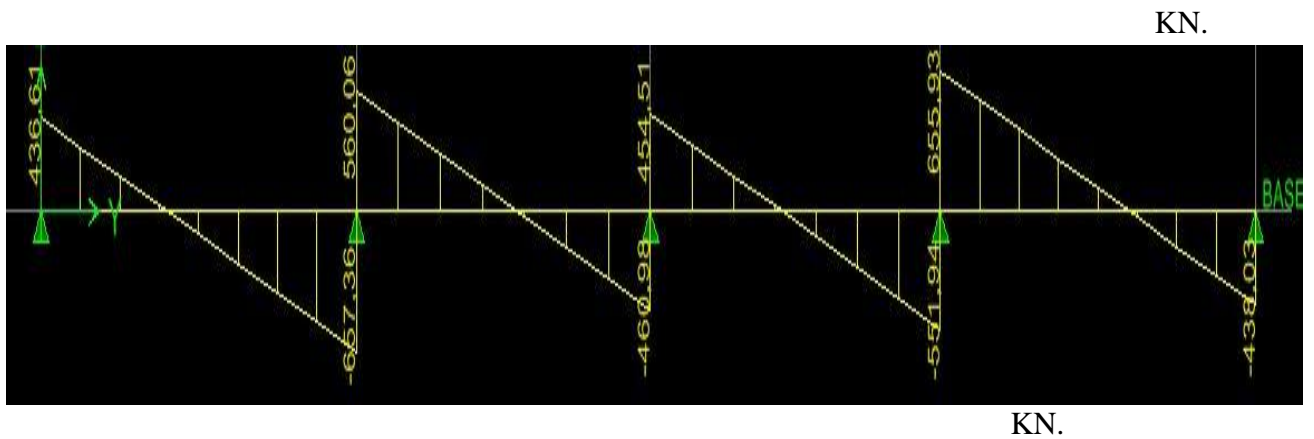


Fig VII-17) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

KN/ml

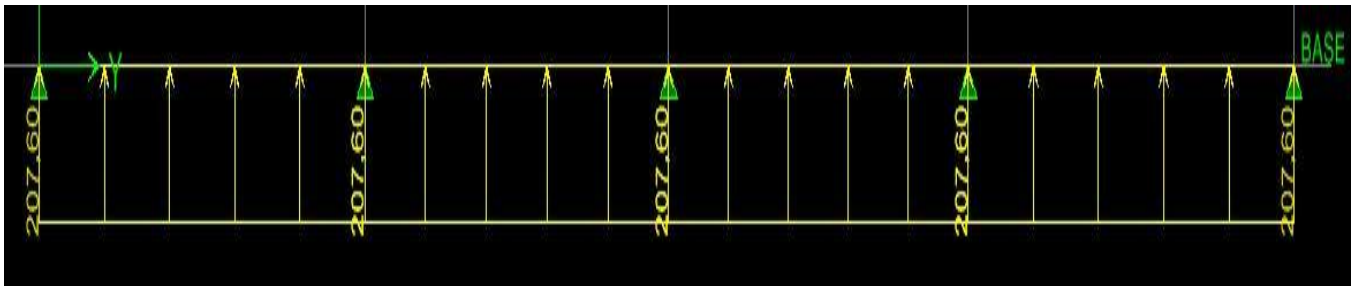


Fig VII-18) Le chargement à ELS

KN.m

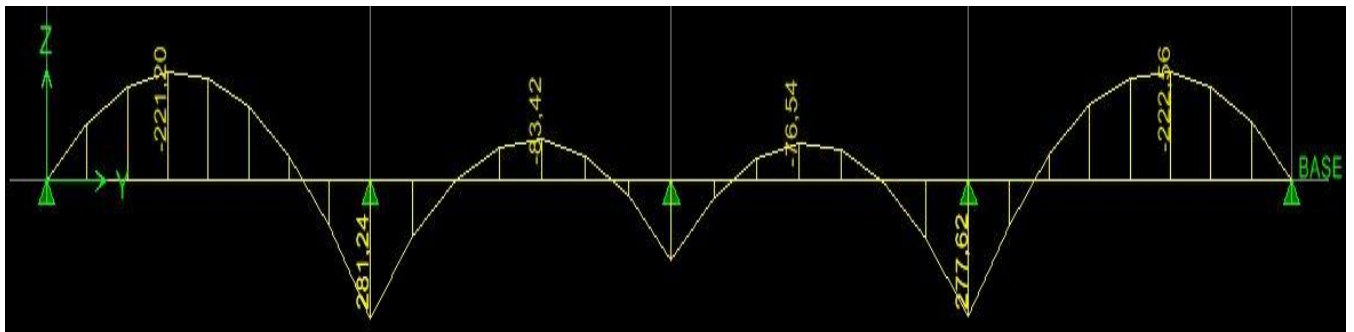


Fig VII-19) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

KN

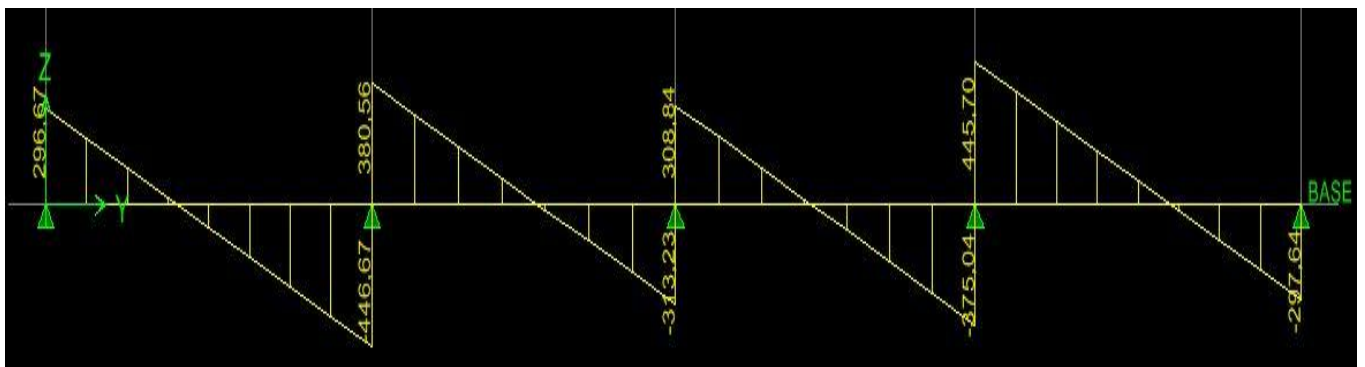


Fig VII-20) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII-5) Sollicitations maximales:**

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 252,37 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 327,54 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 304,43 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 413,90 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 171,29 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 222,56 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 206,62 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 281,24 \text{ KN.m}$
$T_u \max = 549,33 \text{ KN}$	$T_u \max = 657,36 \text{ KN}$

**3-3) Calcul du ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=50 \text{ cm} \quad d=70 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=34,8 \text{ MPa}$$

**Tableau VIII-6) les résultats de calcul :** à l'aide du logiciel « SOCOTEC » on obtient les résultats suivants :

		M KN.m	As (Cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>adop</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Sens longitudinal	Appui	304,43	13,12	4HA16(fil)+4HA14(chap)	14,20
	Travée	252,37	10,78	4HA16(fil)+4HA14(chap)	14,20
Sens transversal	Appui	413,90	18,19	4HA20(fil)+4HA16(chap)	20,61
	Travée	327,54	14,18	4HA20(fil)+4HA16(chap)	20,61

**3-4) Vérification à l'ELU :****a) Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Armatures transversales :**

- Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{18,75 ; 30\}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 37,5 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 657,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{657,36 \times 10^3}{500 \times 700} = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**3-5) Vérification à l'ELS :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{413,90}{281,24} = 1,41$$

$$\alpha = 0,157 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

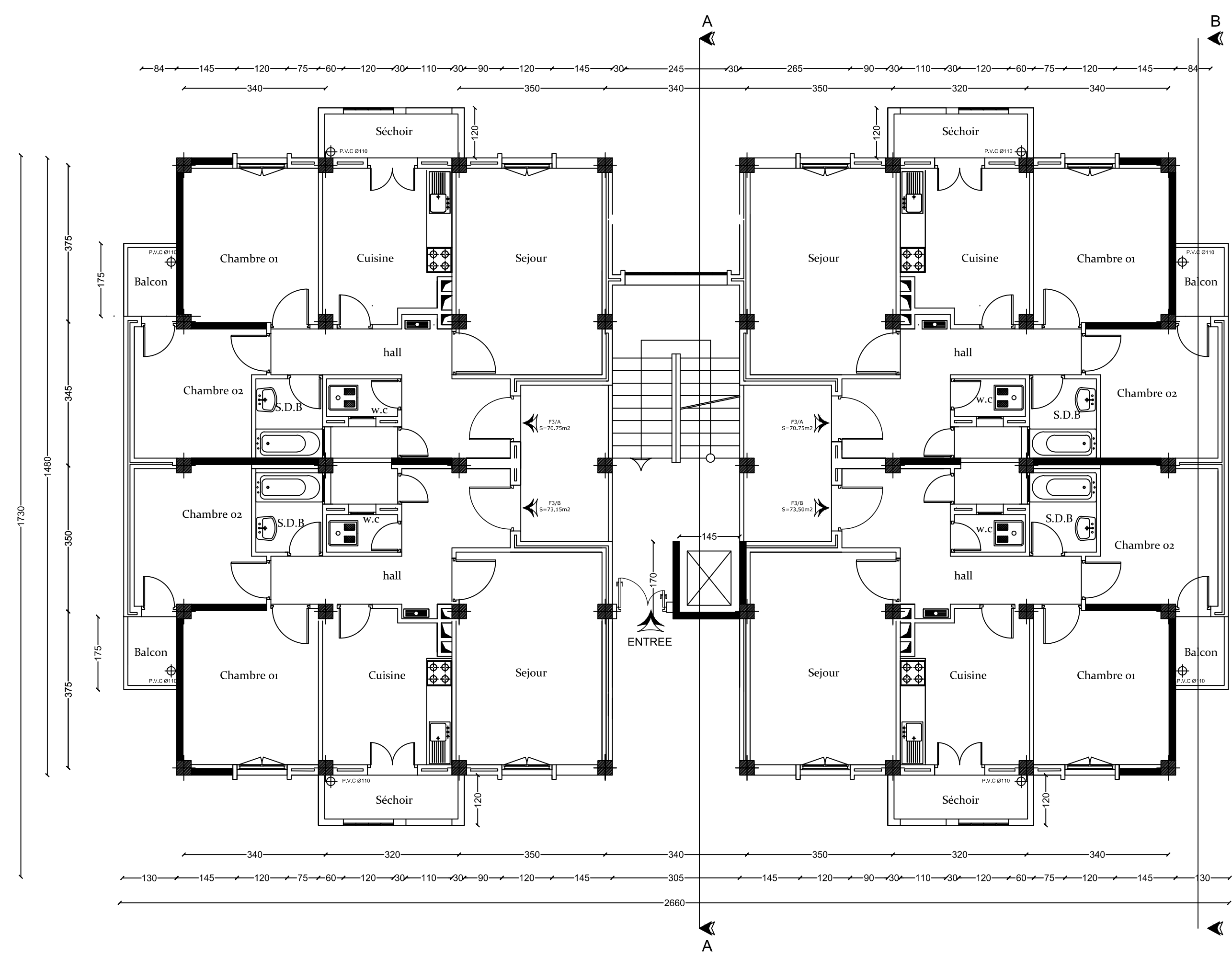
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{327,54}{222,56} = 1,41$$

$$\alpha = 0,085 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

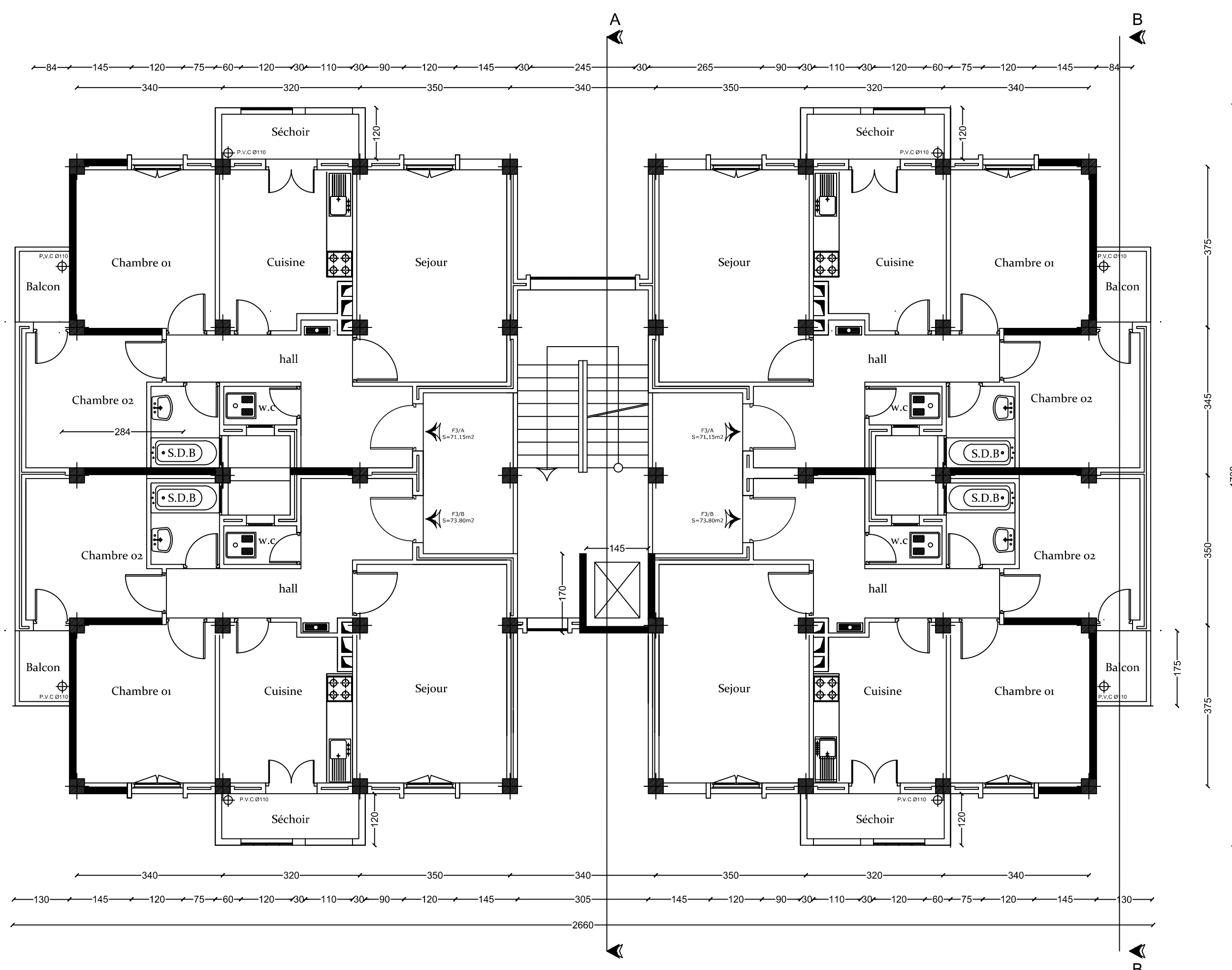
La condition «  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

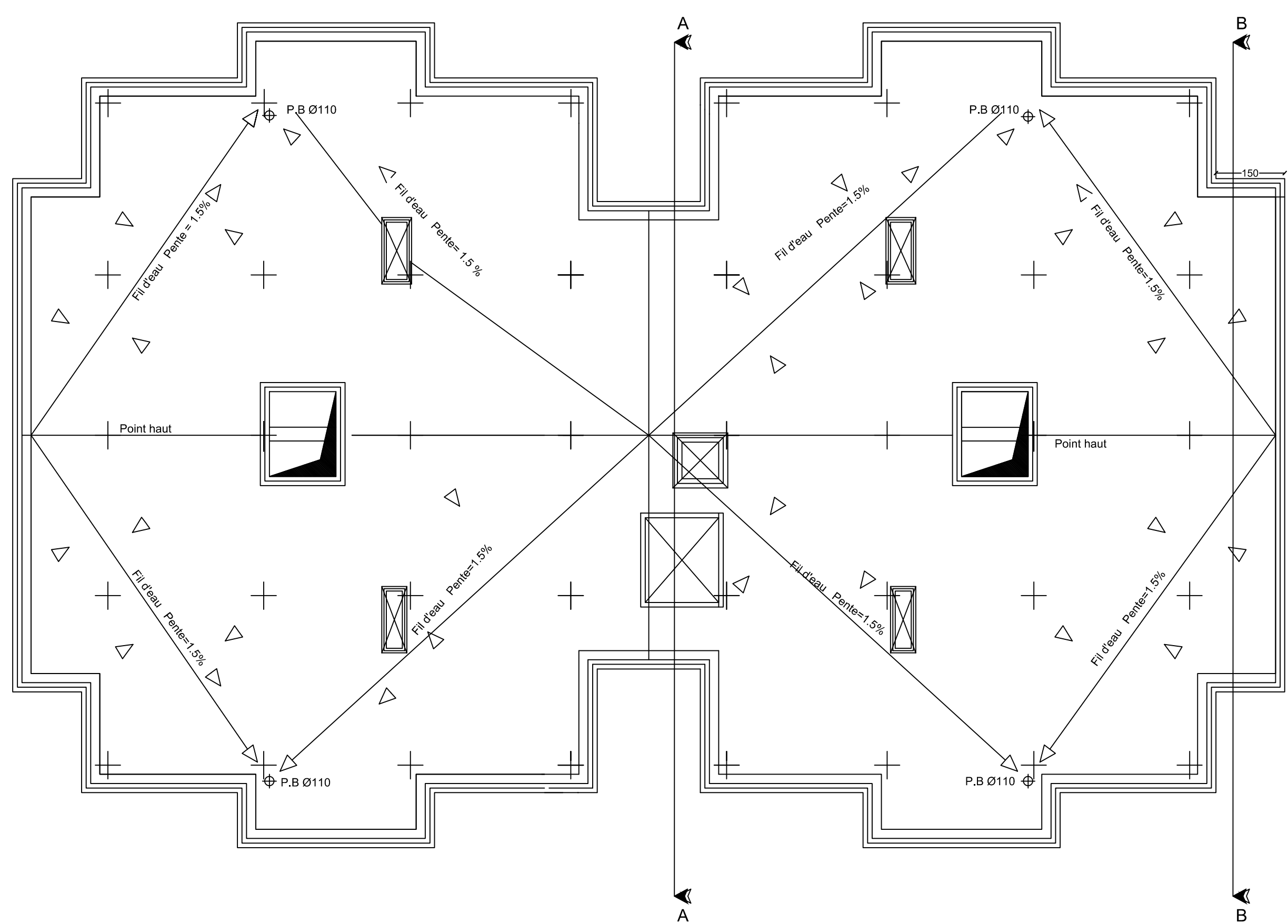
**02** barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**.



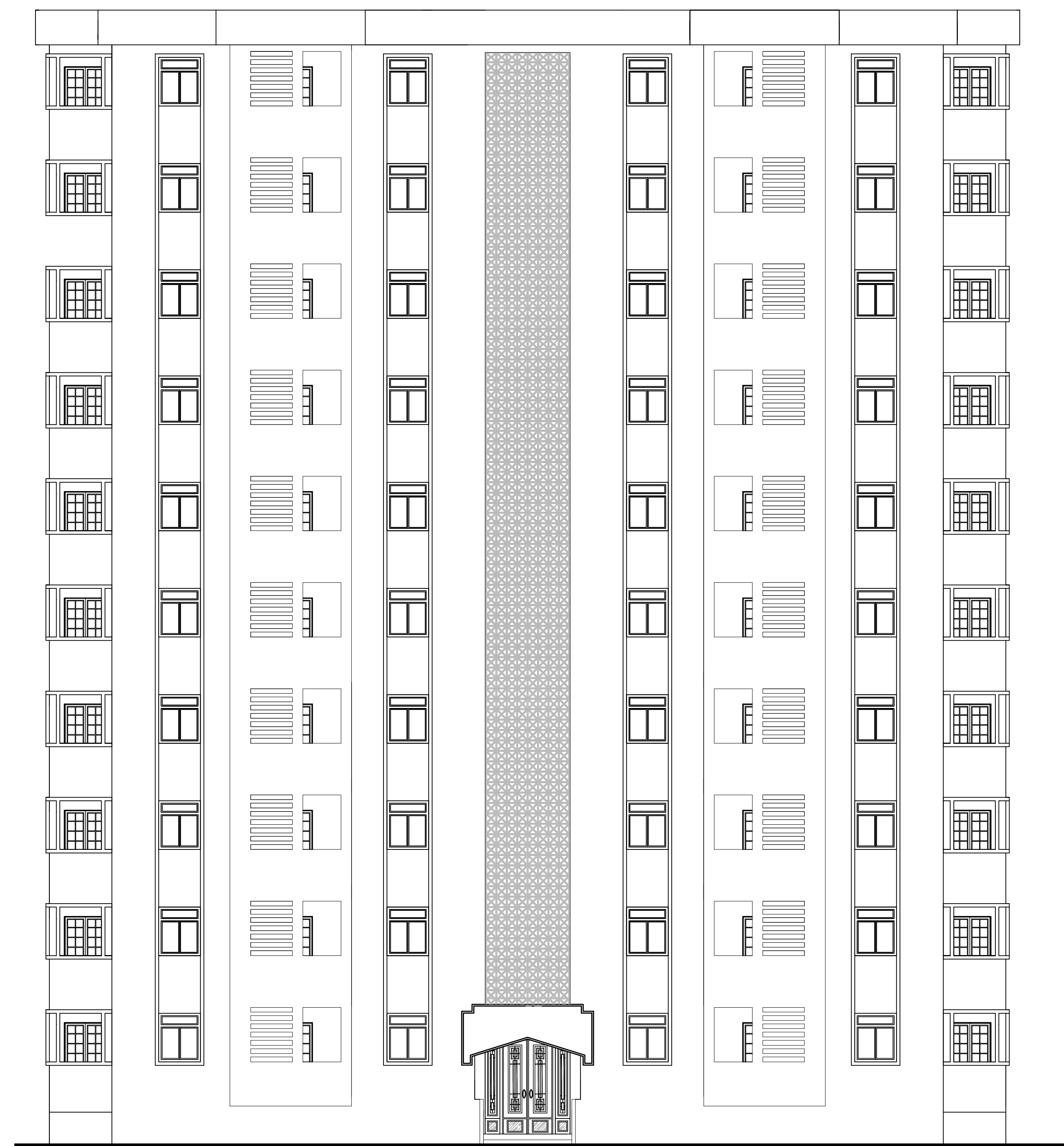
**PLAN REZ DE CHAUSSEE**



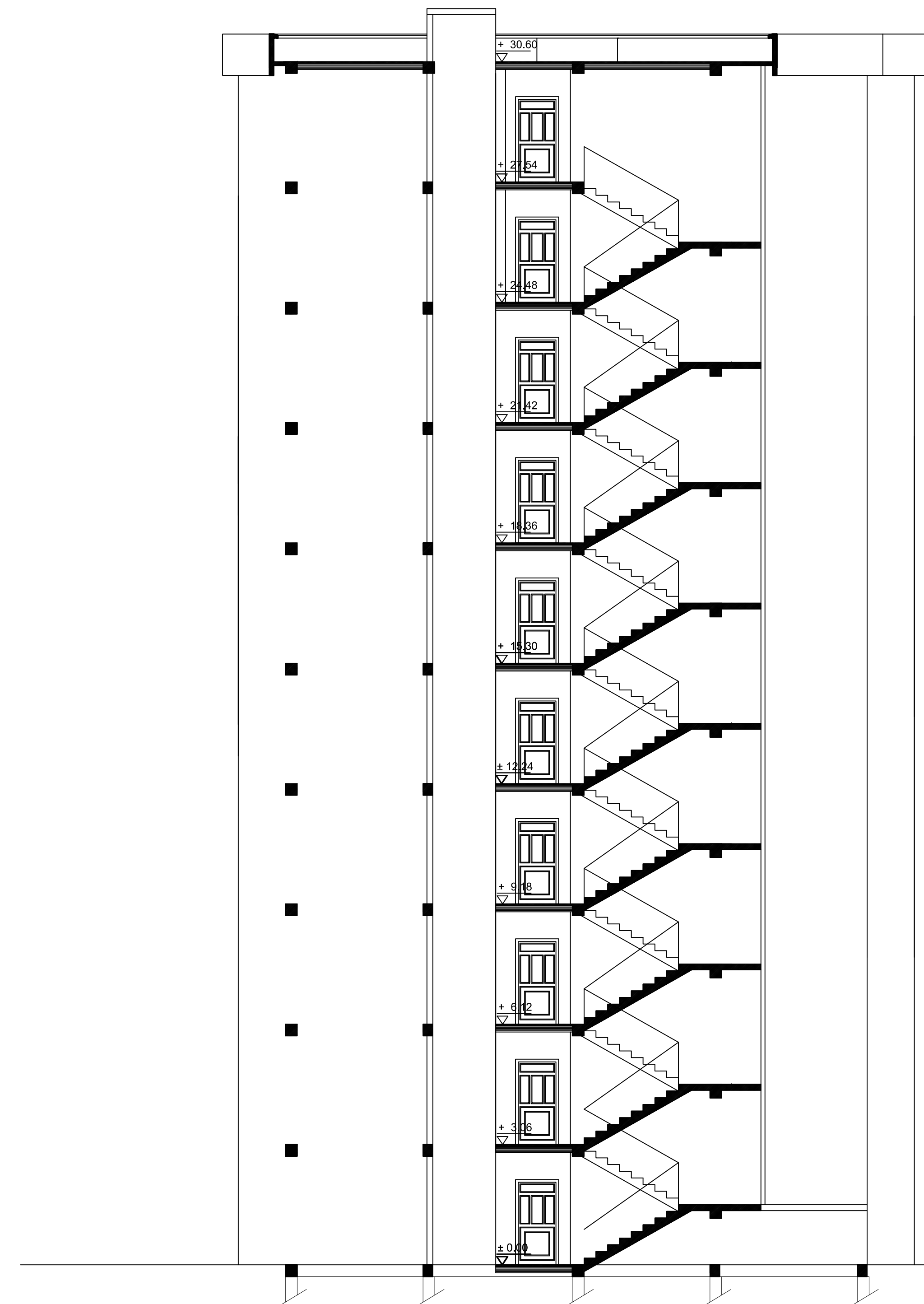
**PLAN ETAGE COURANT**



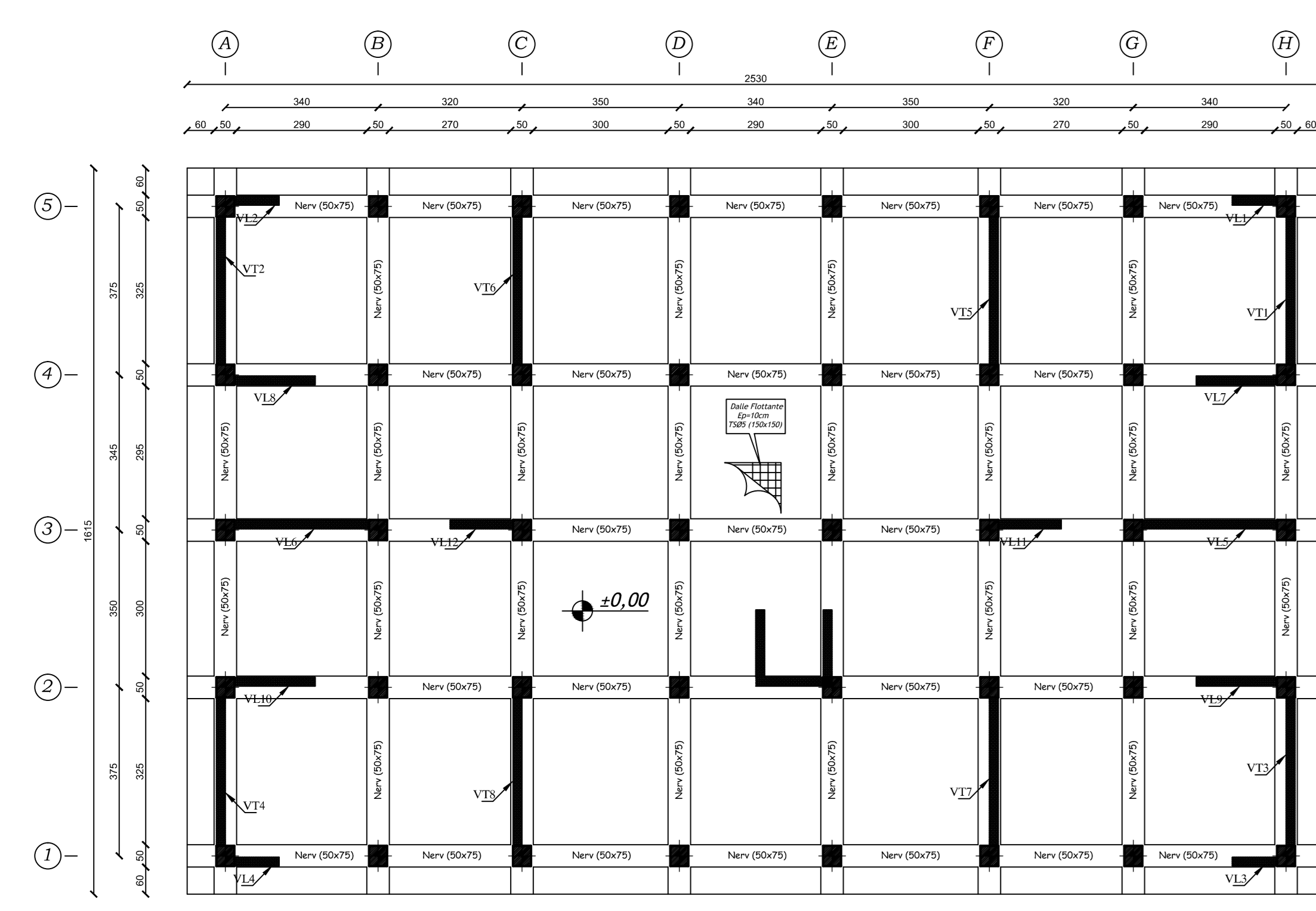
**PLAN DE TERRASSE**



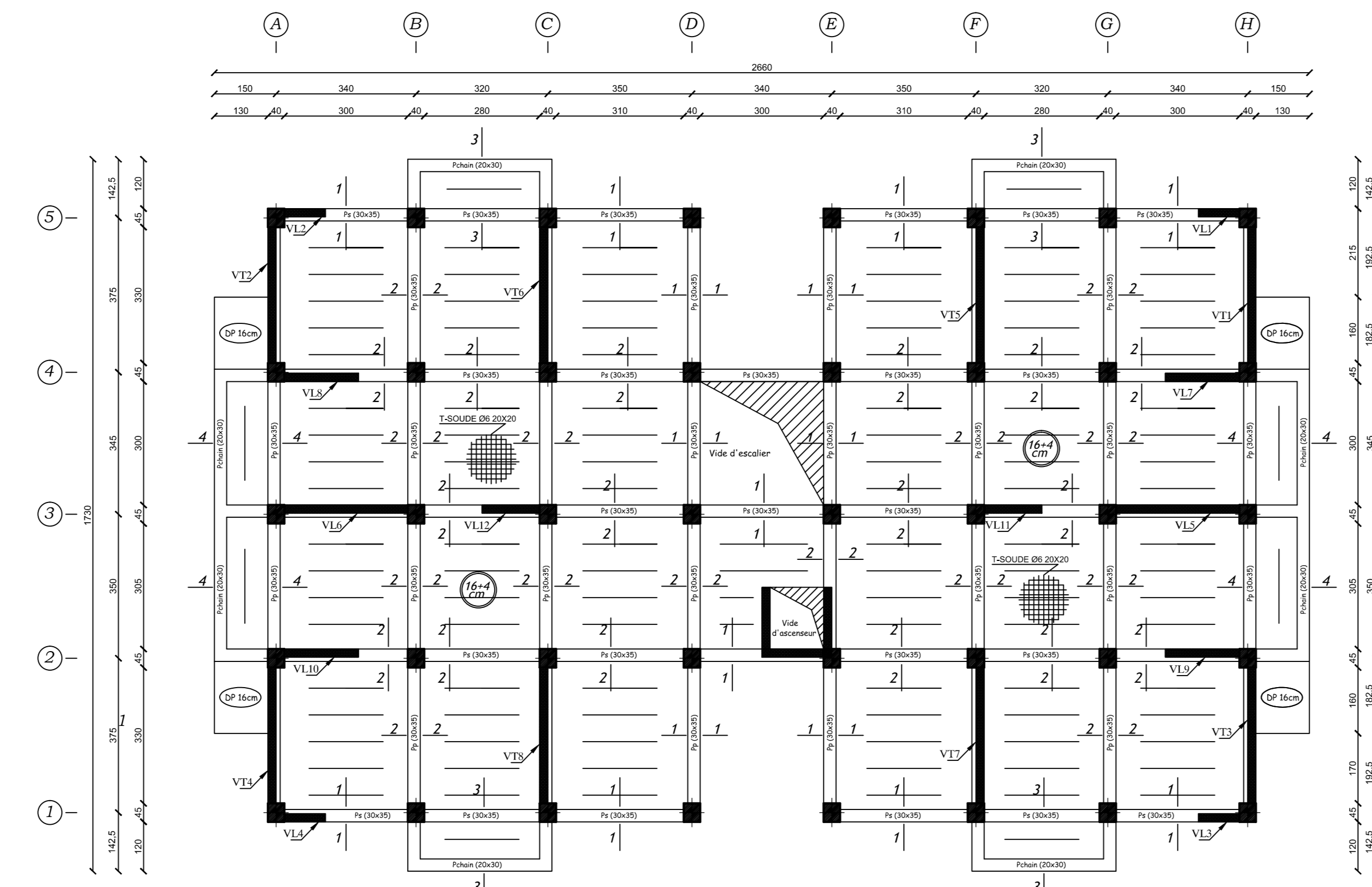
**FACADE PRINCIPALE**



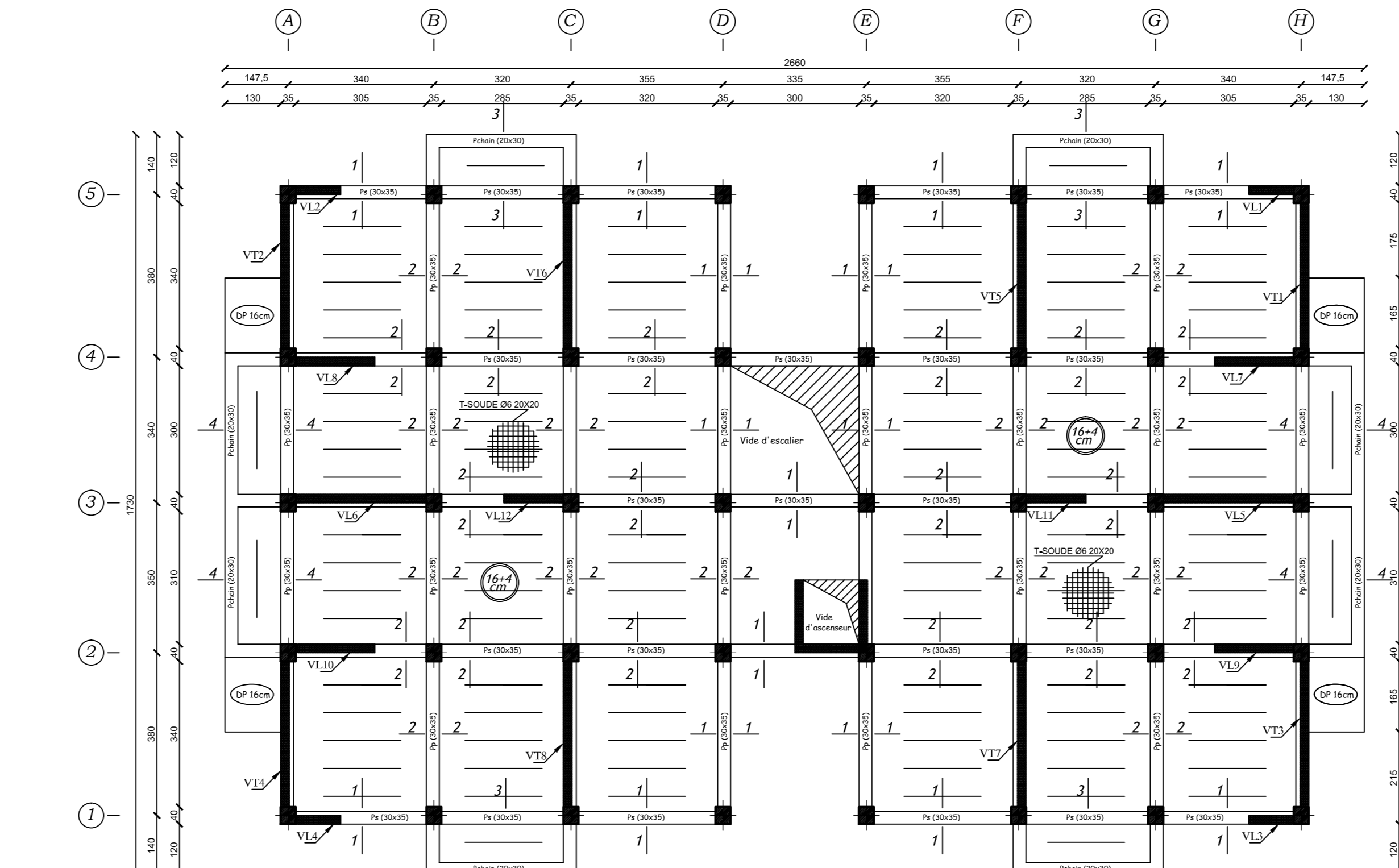
**COUPE AA**



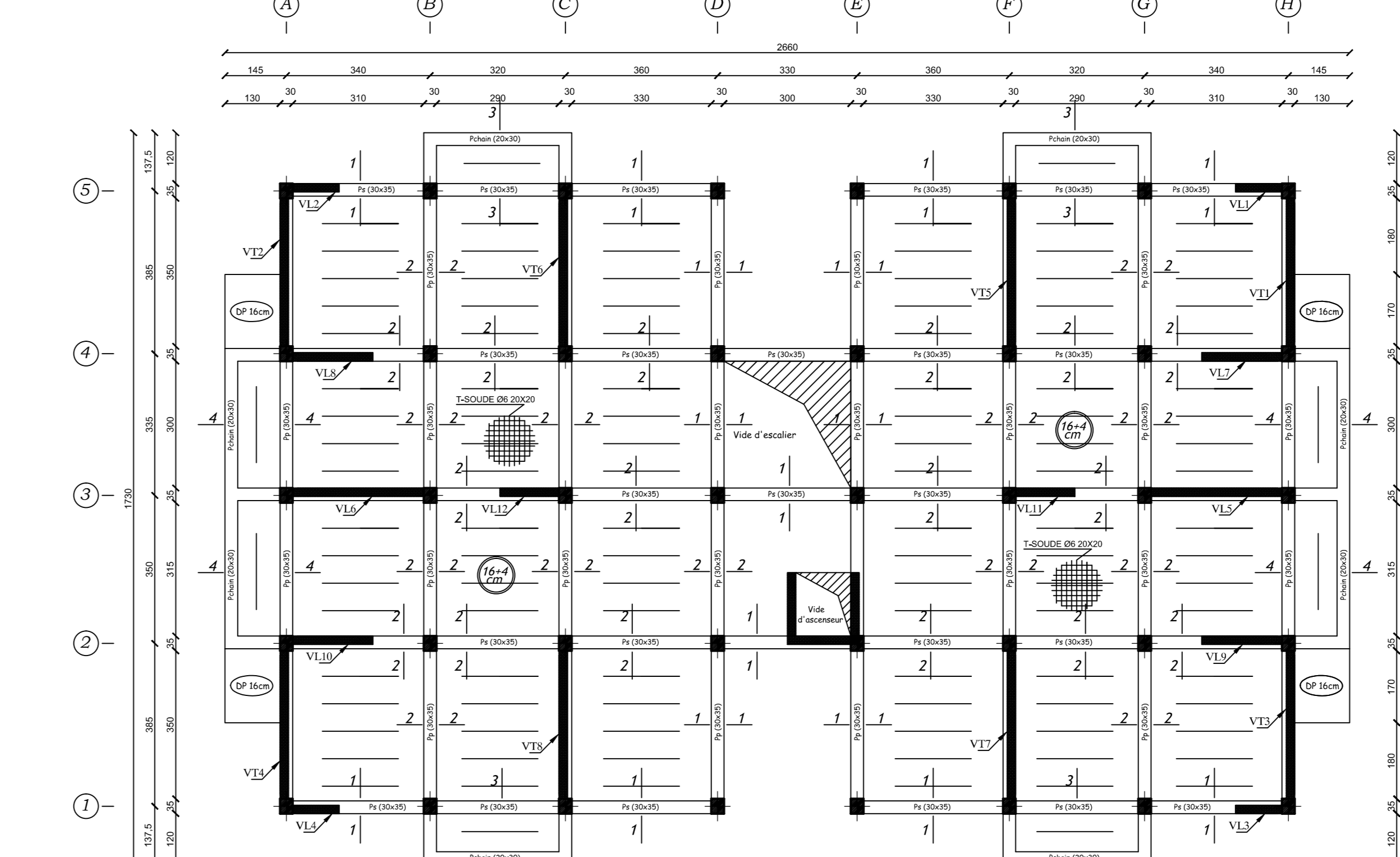
Plan de fondations



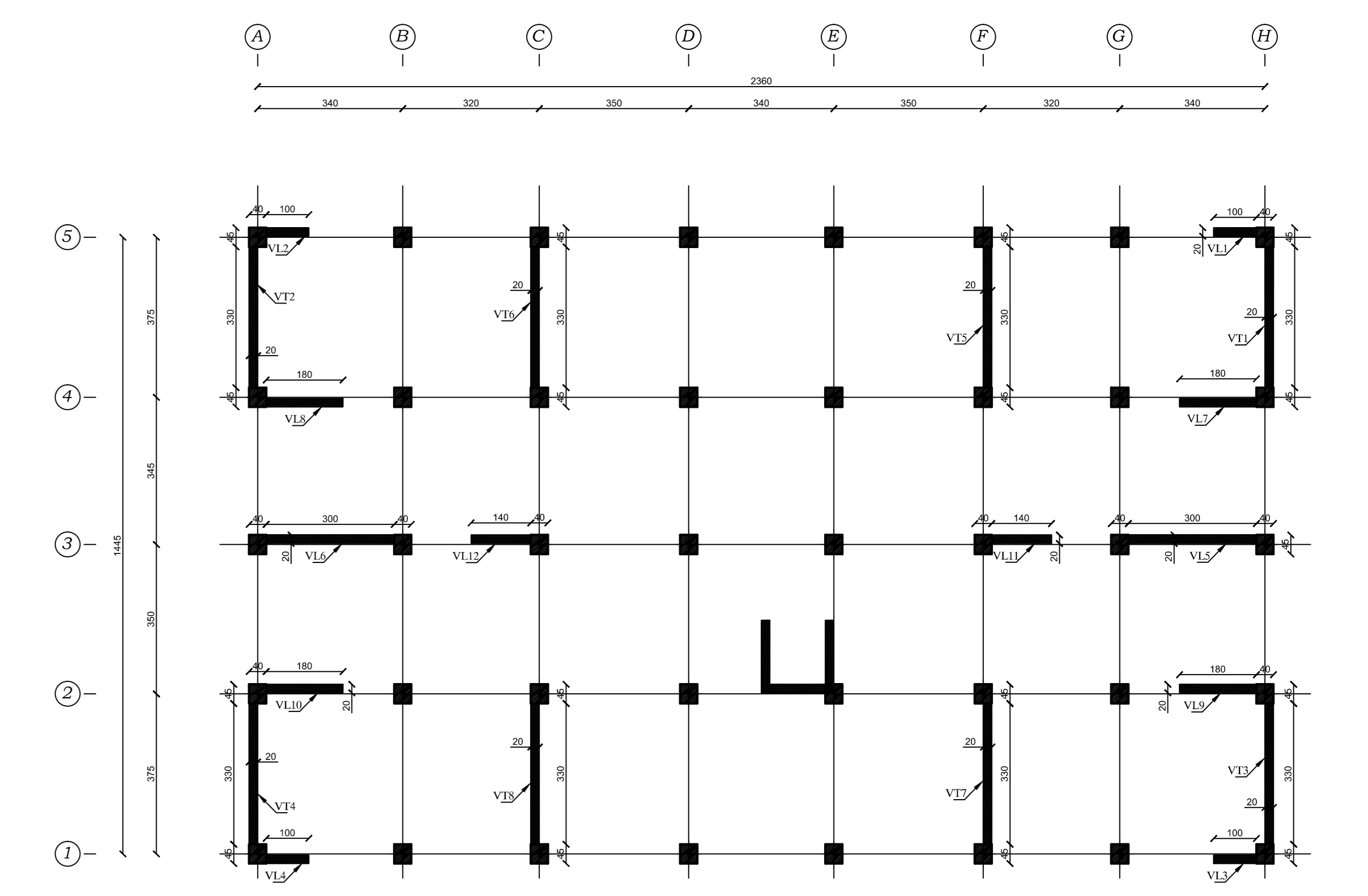
Coffrage du Niv=+3,06m à +9,18m



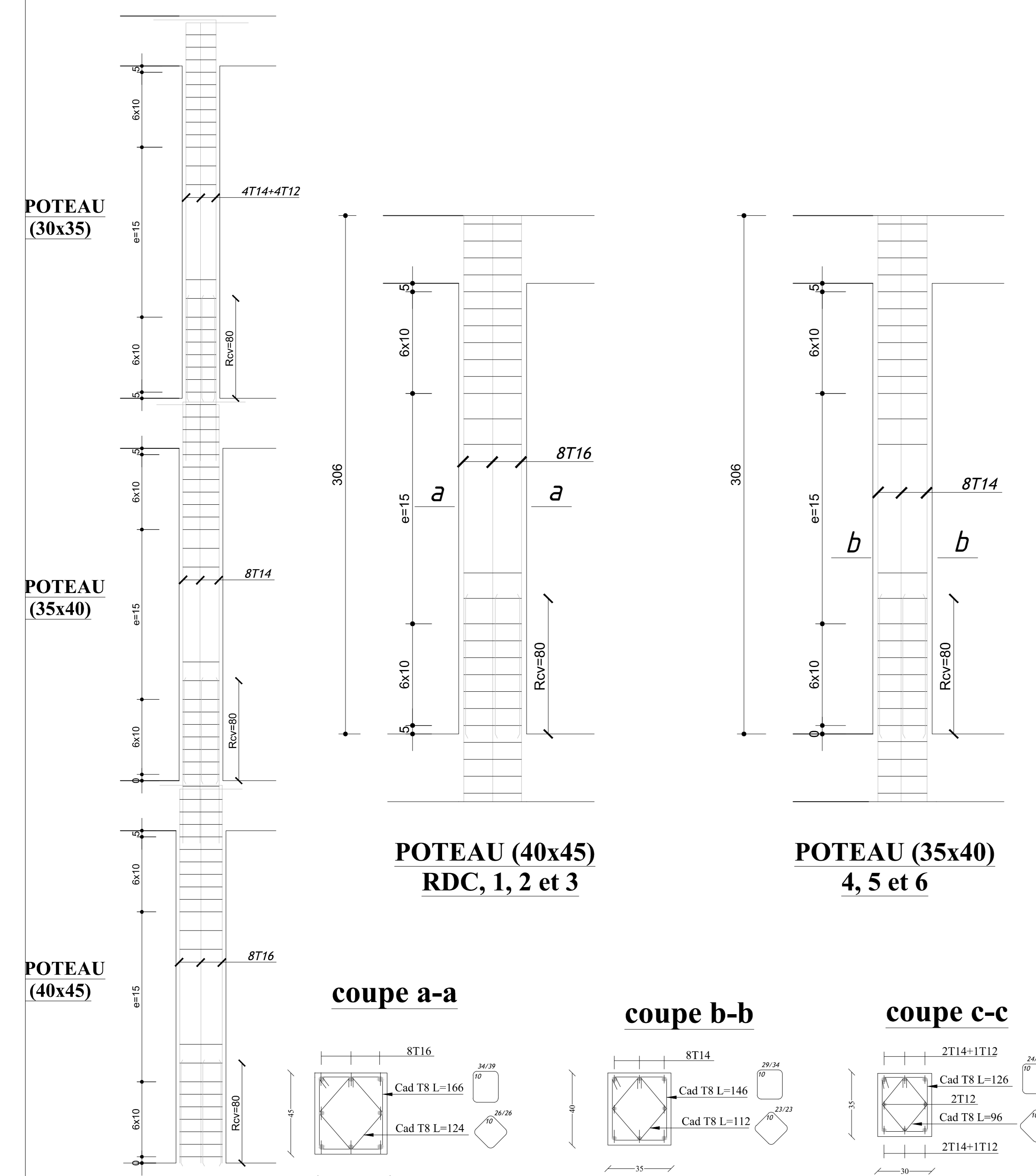
Coffrage du Niv=+12,24m à +18,36m



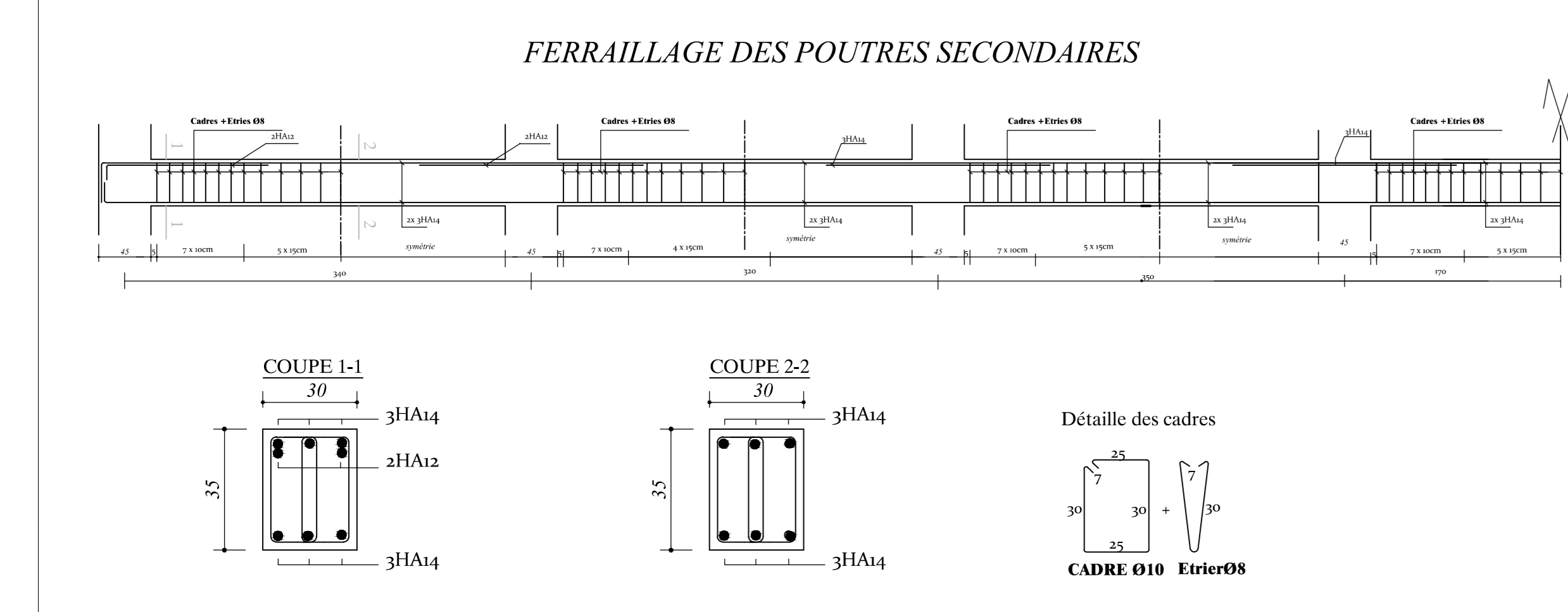
Coffrage du Niv=+21,42m à +27,54m



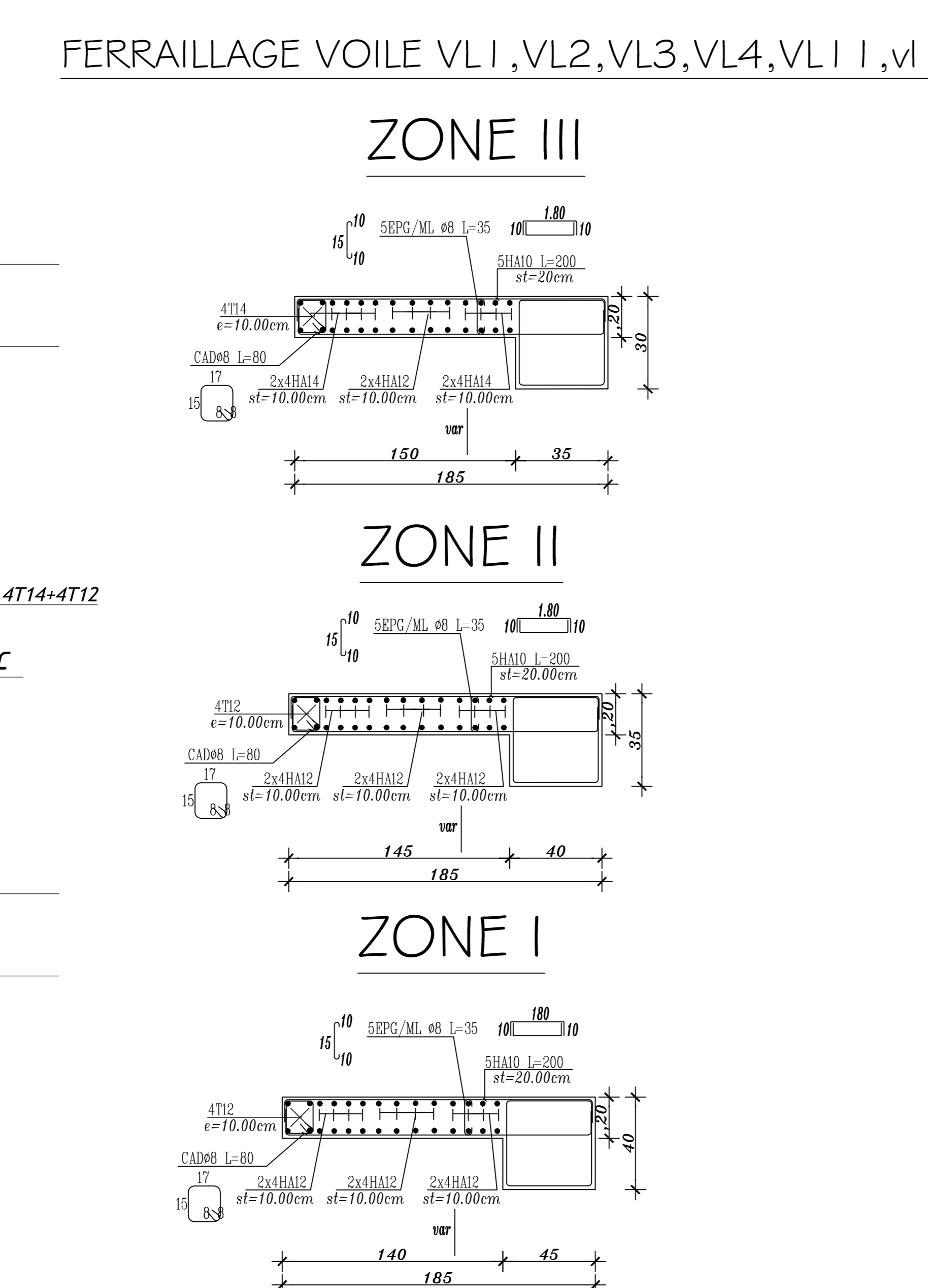
Disposition des voiles



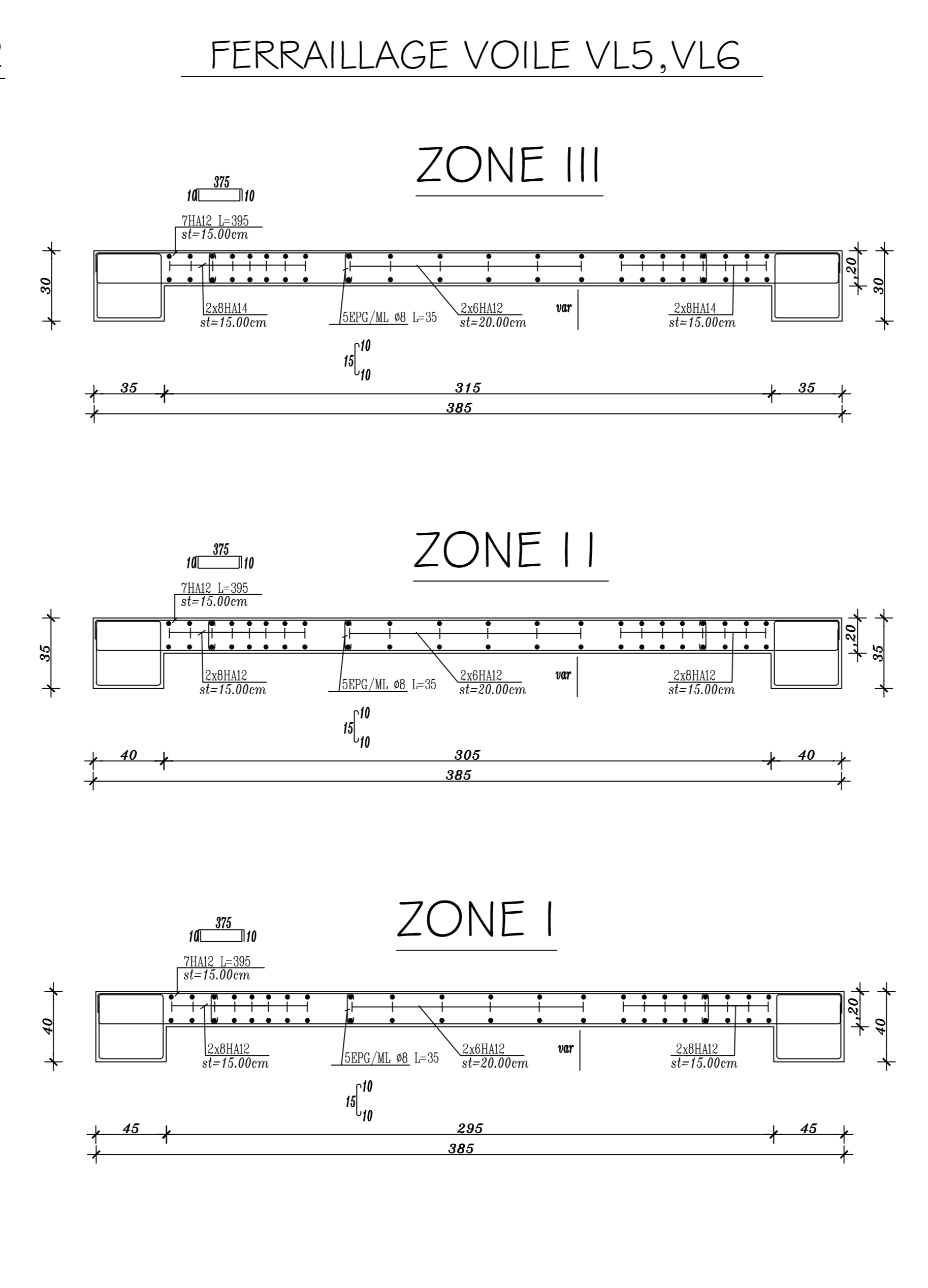
Reduction de la section



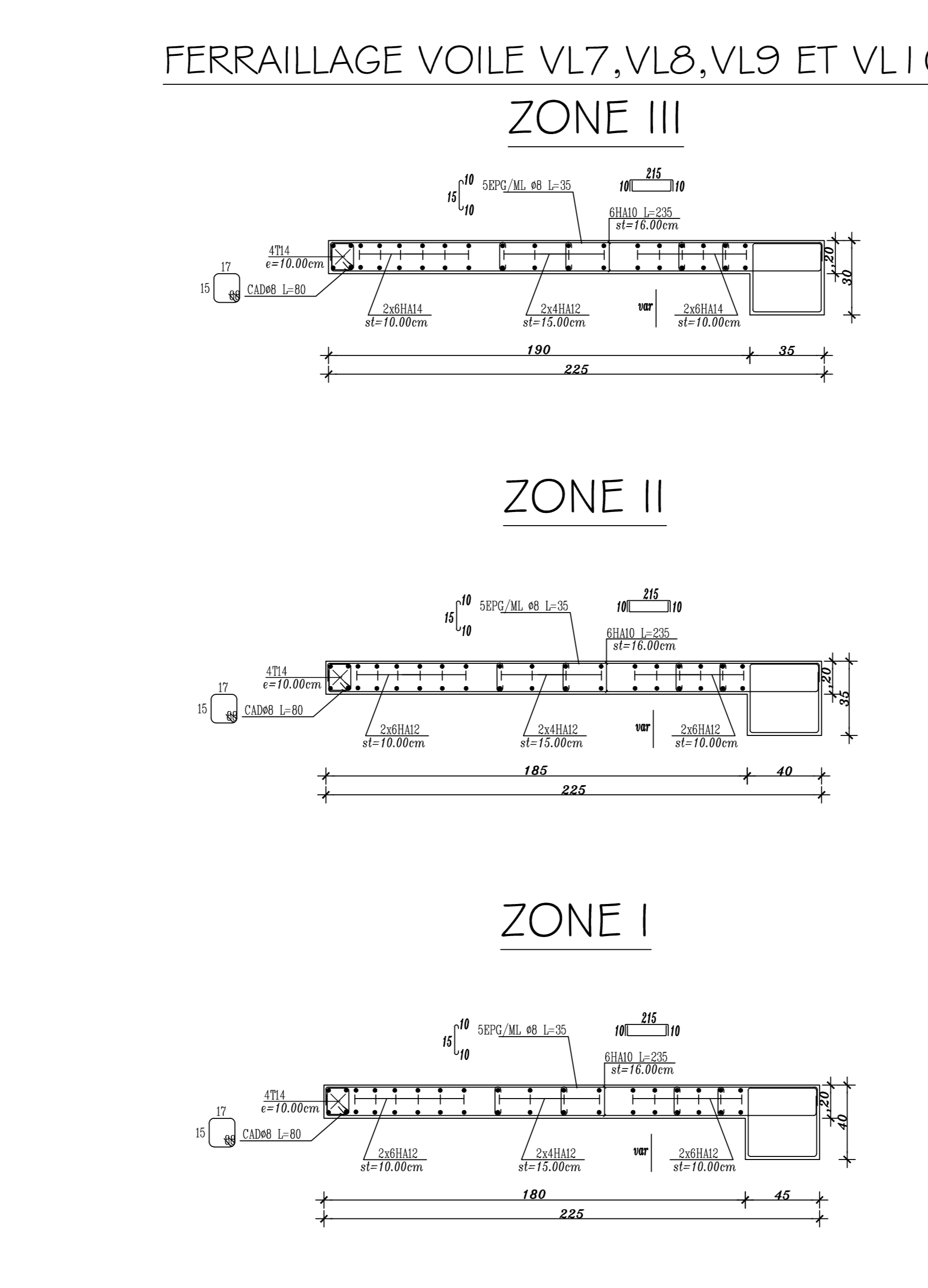
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



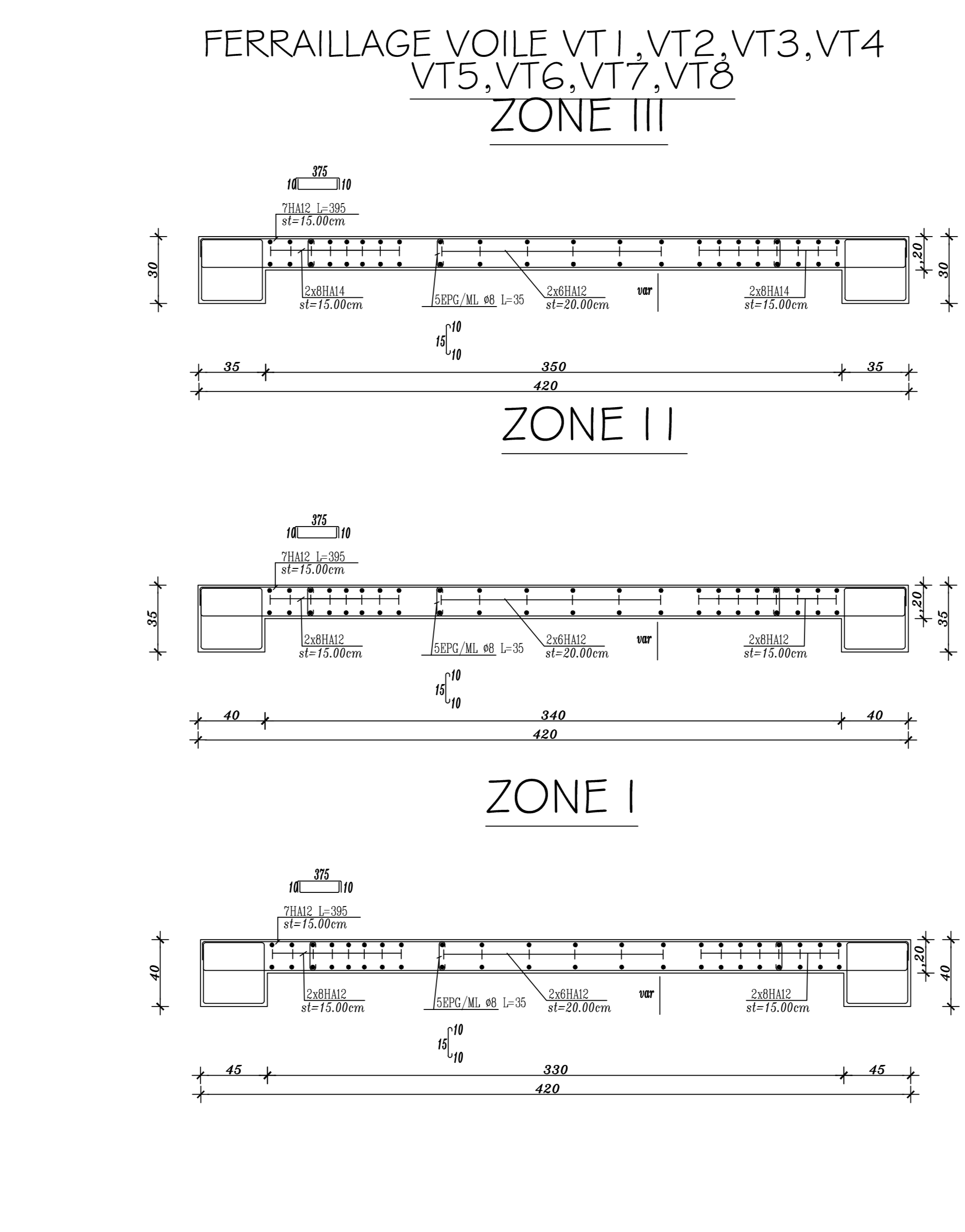
FERRAILLAGE VOILE VL1, VL2, VL3, VL4, VL11, VL12



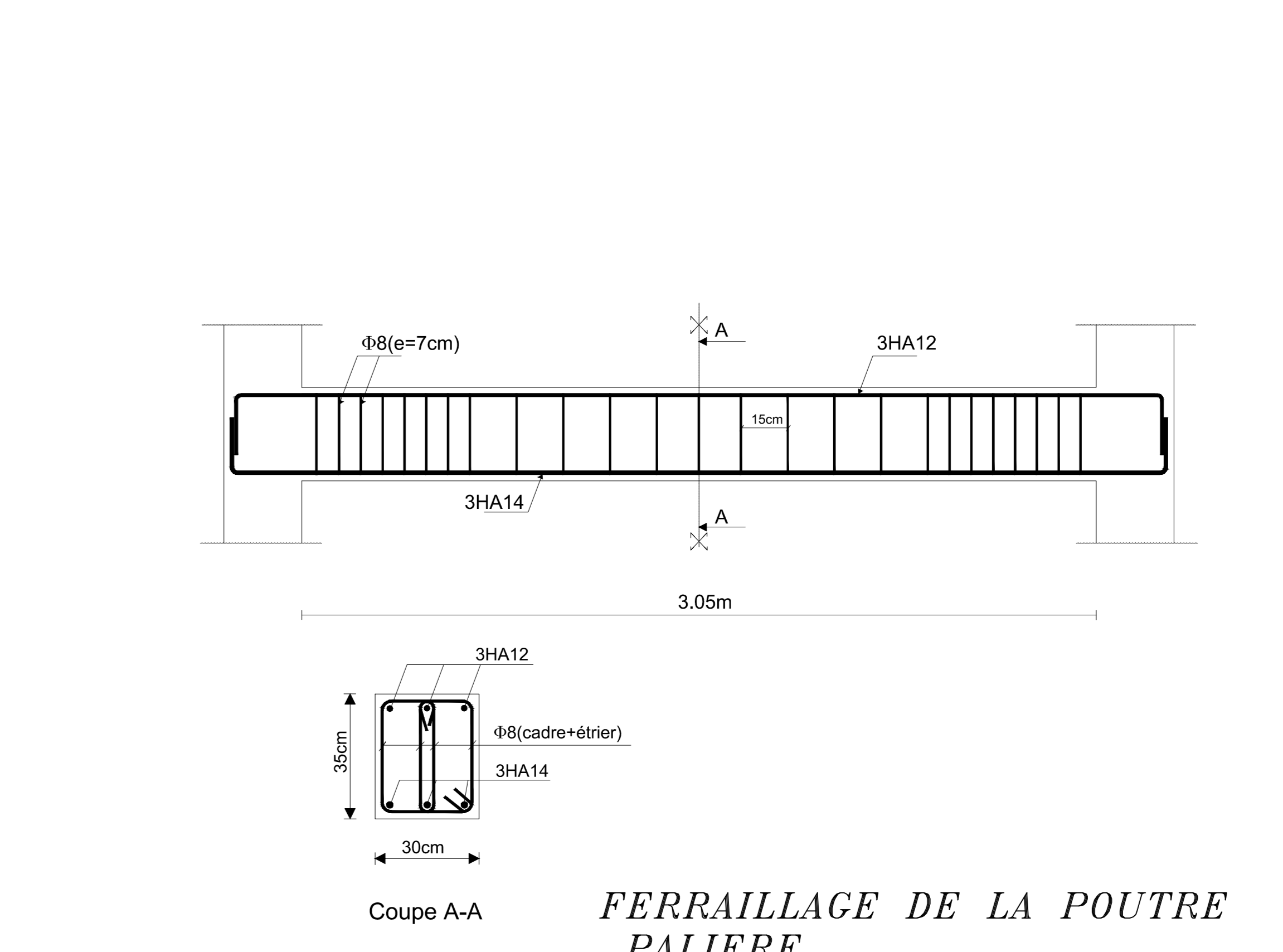
FERRAILLAGE VOILE VL5, VL6



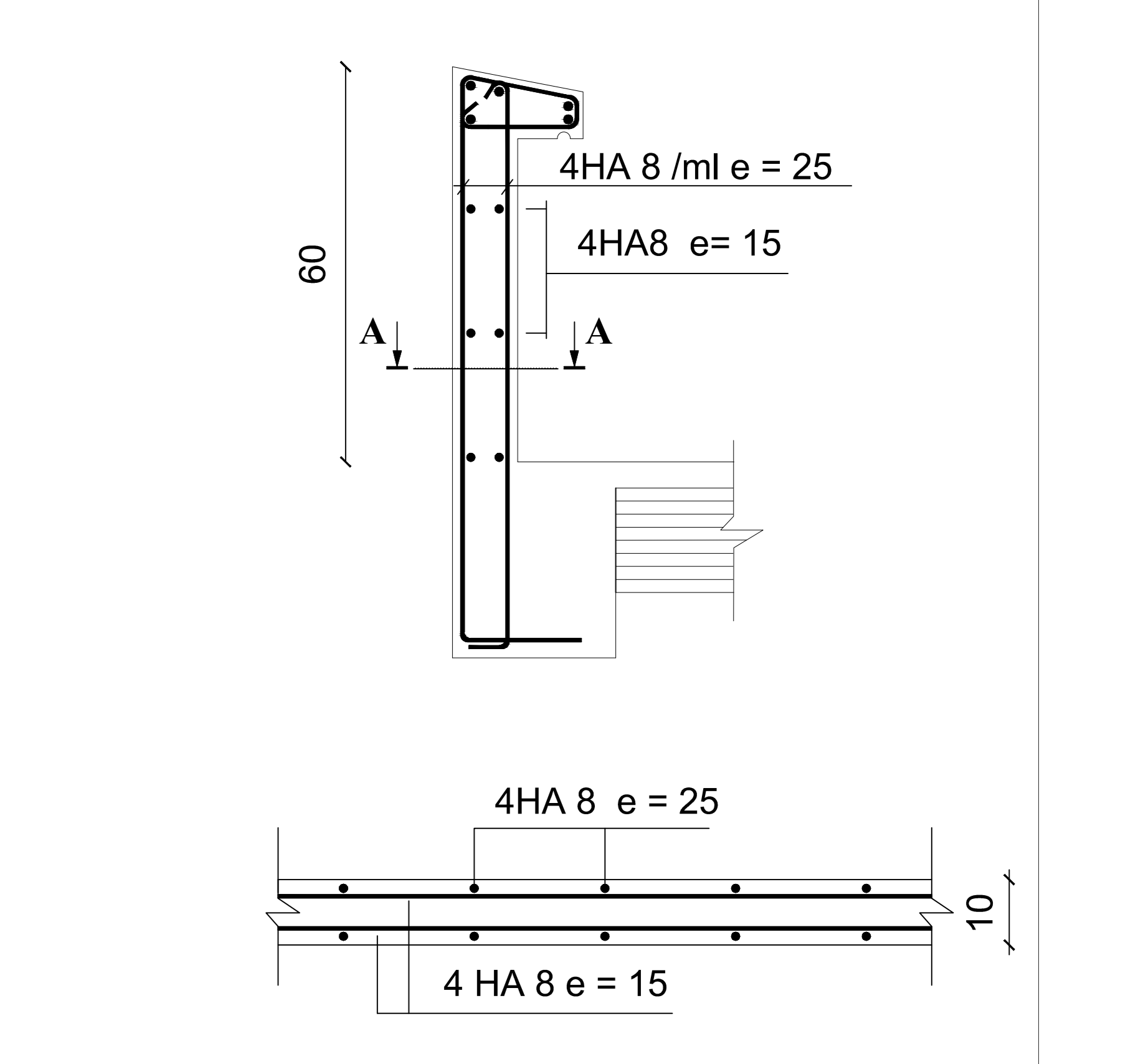
FERRAILLAGE VOILE VL7, VL8, VL9 ET VL10



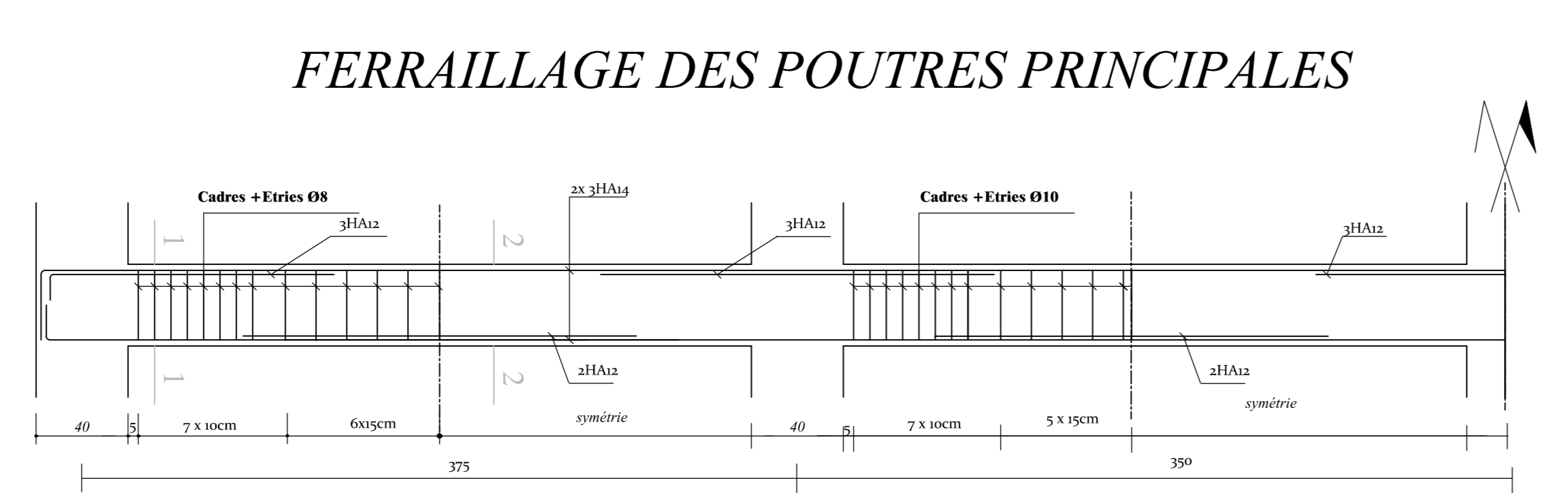
FERRAILLAGE VOILE VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT6, VT7, VT8



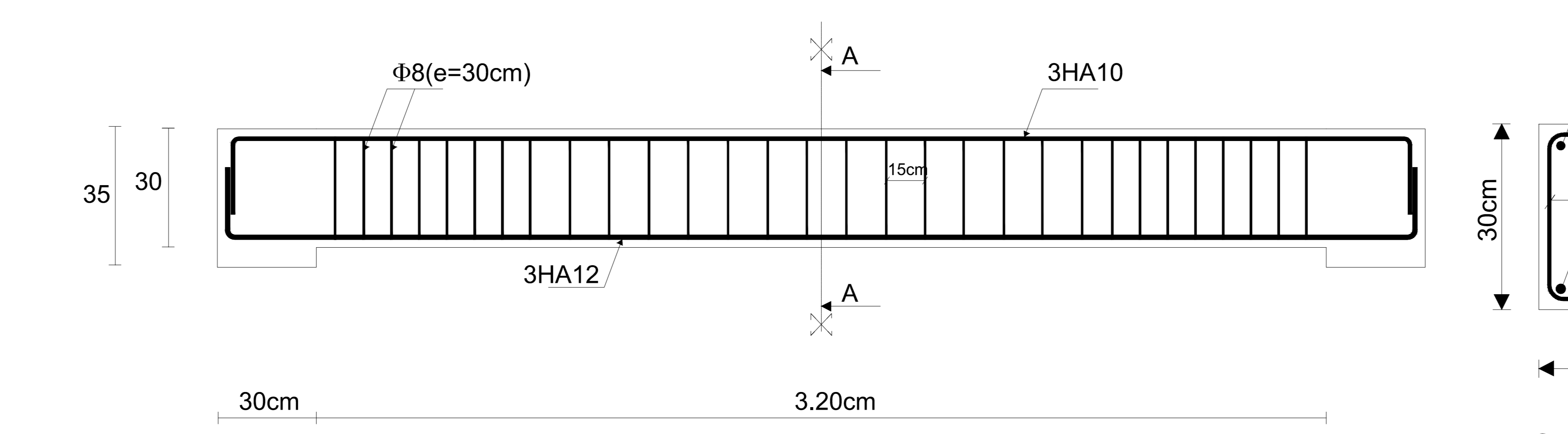
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



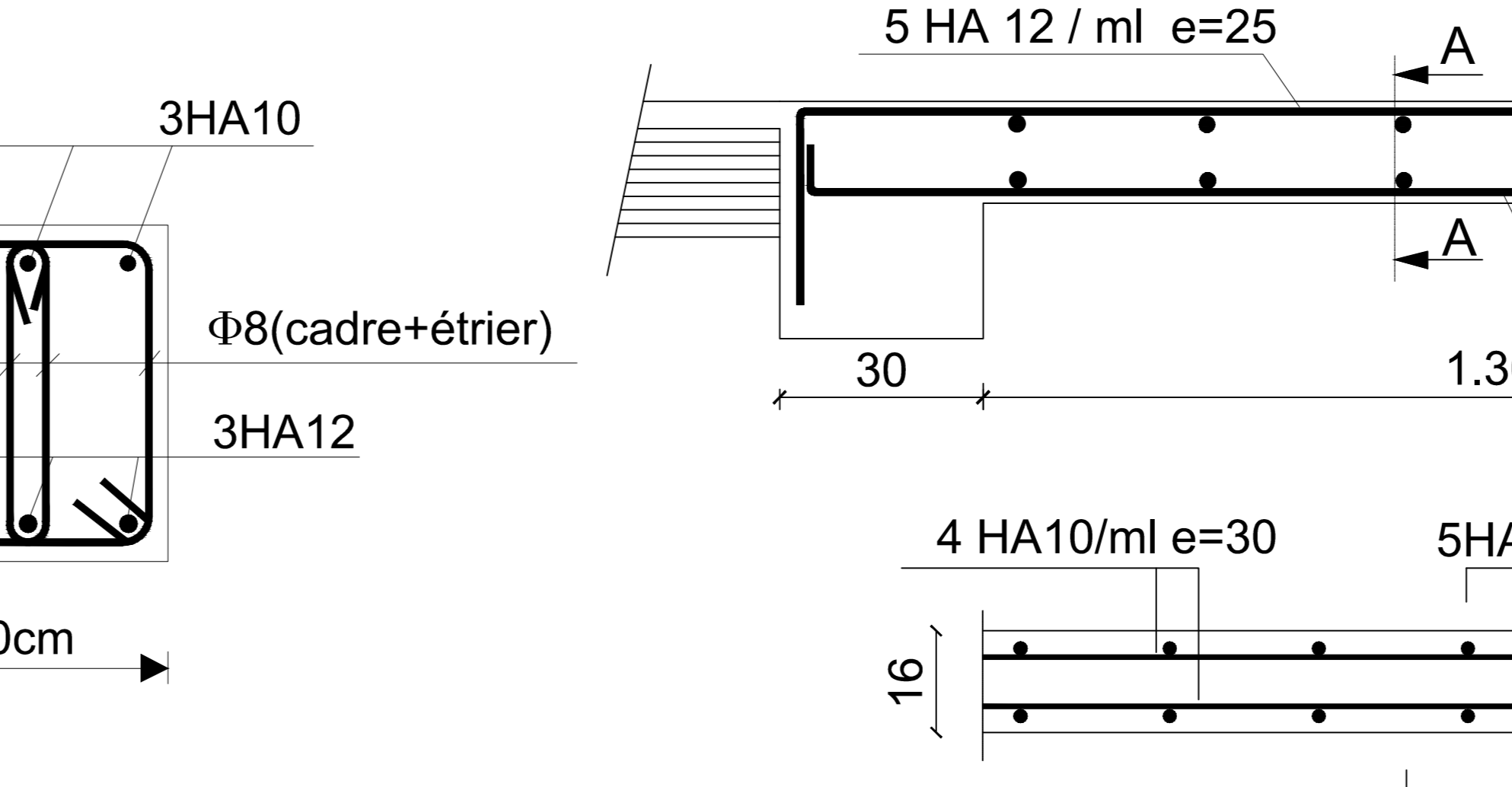
FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE



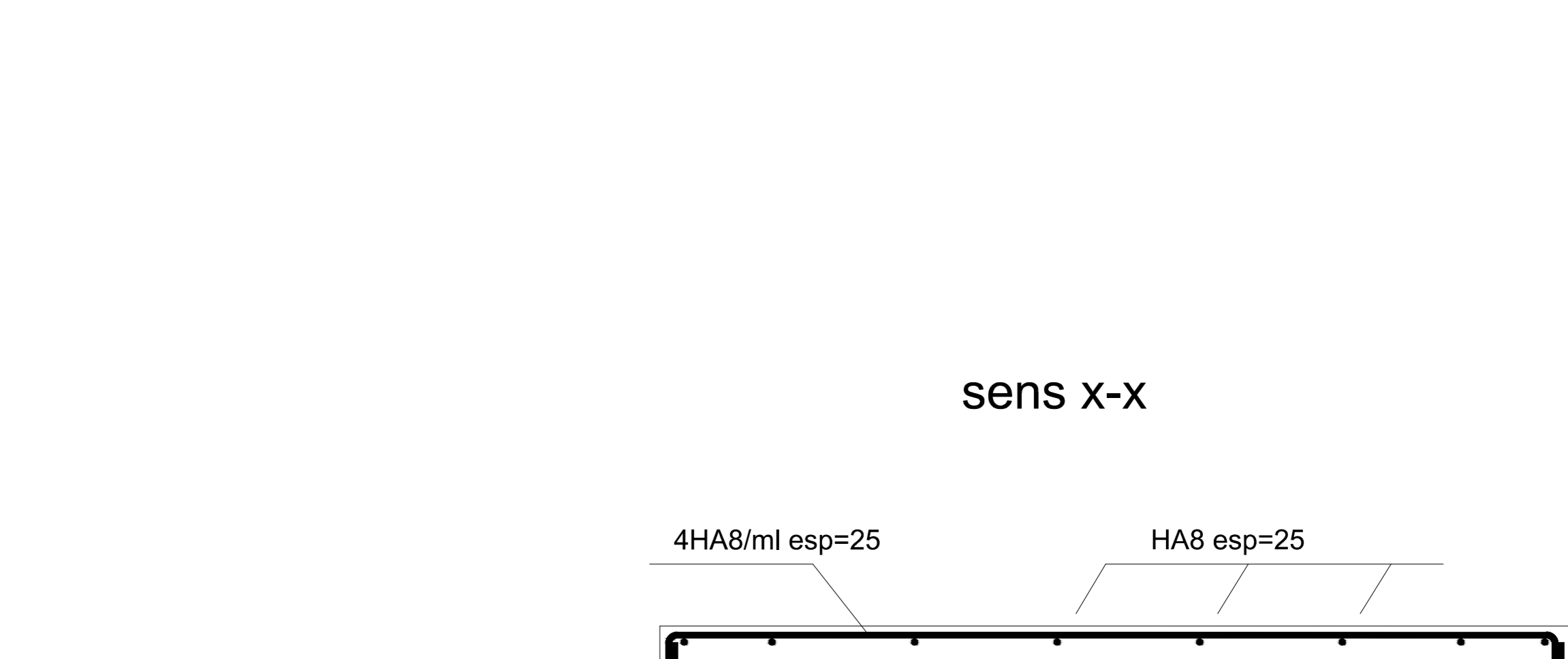
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



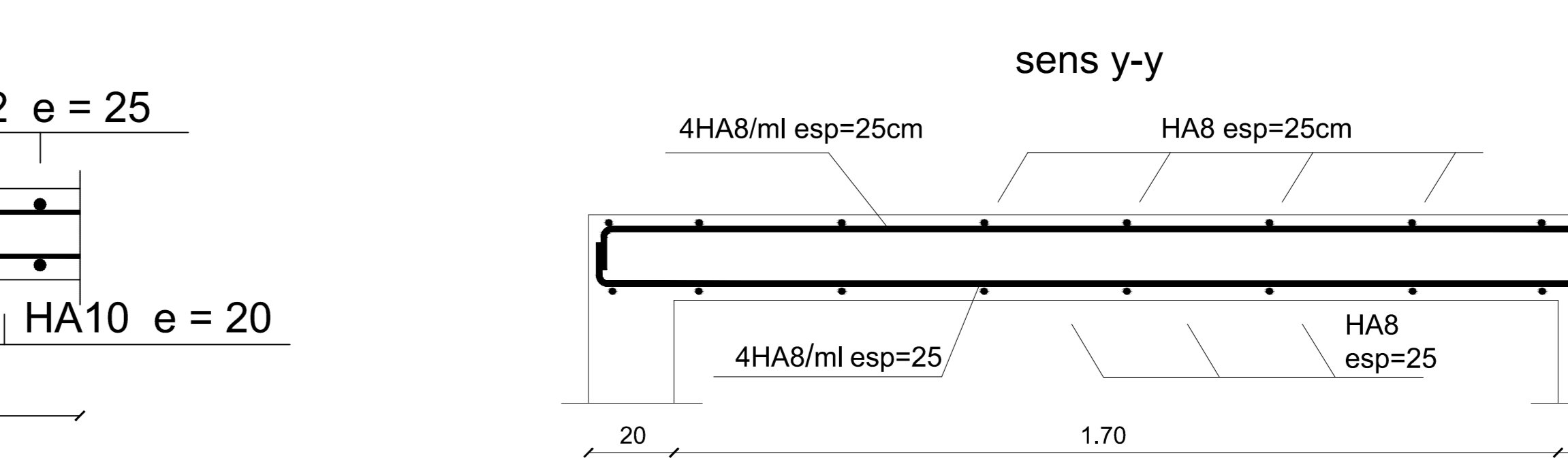
FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE



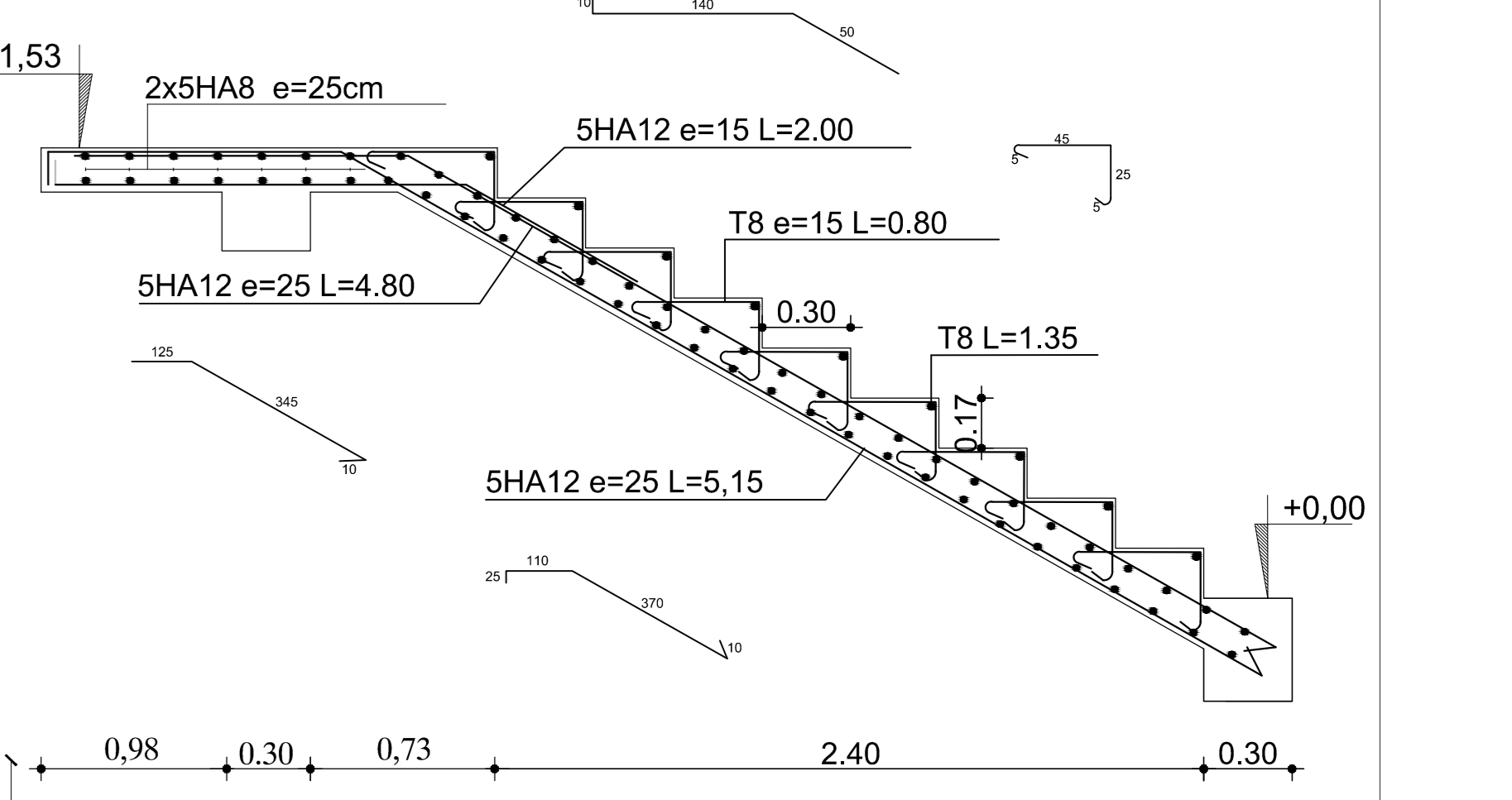
FERRAILLAGE DU BALCON



FERRAILLAGE DES ESCALIERS



FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE



FERRAILLAGE DU PLANCHER

## CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant notre cursus universitaire et d'affiner nos connaissances.

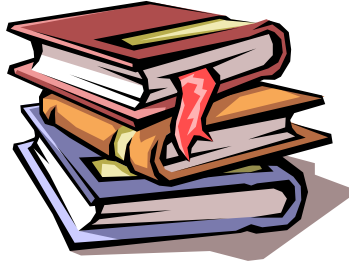
Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisé un outil informatique (ETABS) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie.

Nous espérons que ce travail sera d'une utilité majeure, pour les générations à venir.

# ***BIBLIOGRAPHIE***



***📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.***

***📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.***

***📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.***

***📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).***

***📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).***