

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI, TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Mémoire de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme Master 2  
En Génie Civil  
Option Construction Civile Et Industrielle

## Thème

*Etude D'un bâtiment (R+5 +2entres sols) à usage  
d'habitation et service en contreventement mixte  
(portiques +voiles) avec l'application de  
l'ETABS.*



Dirigé par :  
*Mr Mostefai*

Réalisé par :  
*M<sup>lle</sup> Khïar Karïma*  
*M<sup>lle</sup> Bouaraba Nassïma*

Promotion 2014-2015

# REMERCIEMENTS

- Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidés à finir notre travail.
- Nous tenons à remercier profondément notre promoteur M<sup>r</sup> : MOSTEFAI pour son bon encadrement, pour sa modestie, sa patience, et ses précieux conseils.
- Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.
- Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.
- Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.
- Nos remerciements à nos familles et à tous les amis(es)

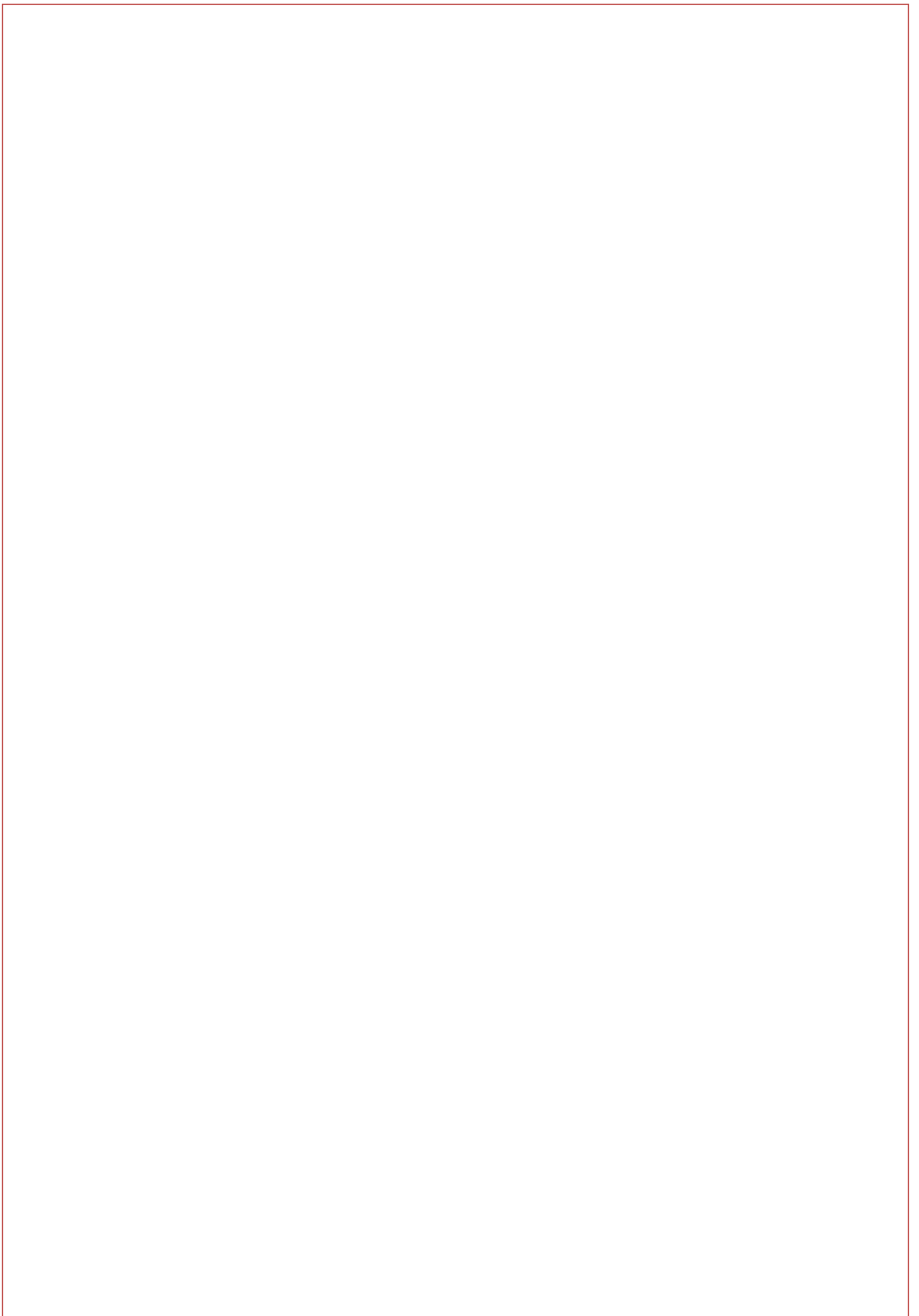
Enfin, nous tenons sincèrement à remercier les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

- A** la mémoire de ma grande- mère que son âme repose en paix, et que j'aime beaucoup.
- A** mes très chers parents (**AMAR ,SADIA**), pour qui je dois beaucoup.
- A** mon cher frère **SAID**.
- A** ma cher sœur **SAMIA**.
- A** la mémoire de mes grandes mères et mes grands pères et **ABDENOUR**.
- A** mon oncle **AHMED** et sa femme et ses fils et ses filles.
- A** ma tante **FATIMA** et sa famille et le petit **Abdenour**.
- A** la plus chère personne.
- A** mes meilleures amis et amies.
- A** tout le village **ait ouelhadj**.
- A** toute les personnes que j'aime et qui font partie de ma vie.
- A** Mon ami et binôme **KHIAR KARIMA** ainsi que sa famille.
- A** toute la promotion **2015**.

*Nassima bouaraba .*



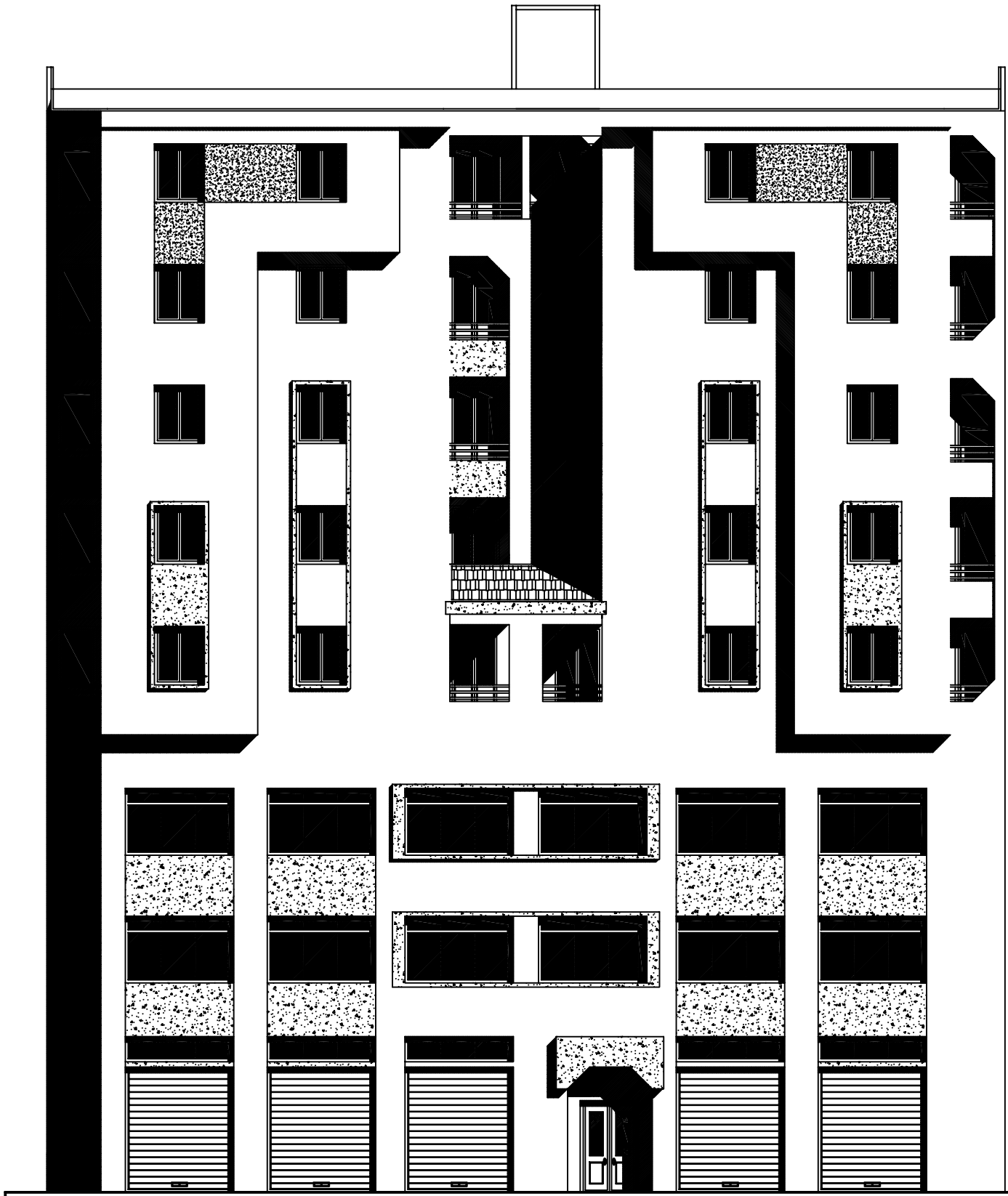
# Dédicaces

- A la mémoire de mon cher frère que son âme repose en paix.
- A mes très chers parents, pour qui je dois beaucoup
- A mes chers frères : Nassim et Sofiane
- A mes grands- mère.
- A mes oncles
- A mes tantes
- A la plus chère personne
- A ma chère binôme Nassima
- A tous mes amis
- A toute la promotion 2015

**KARIMA**

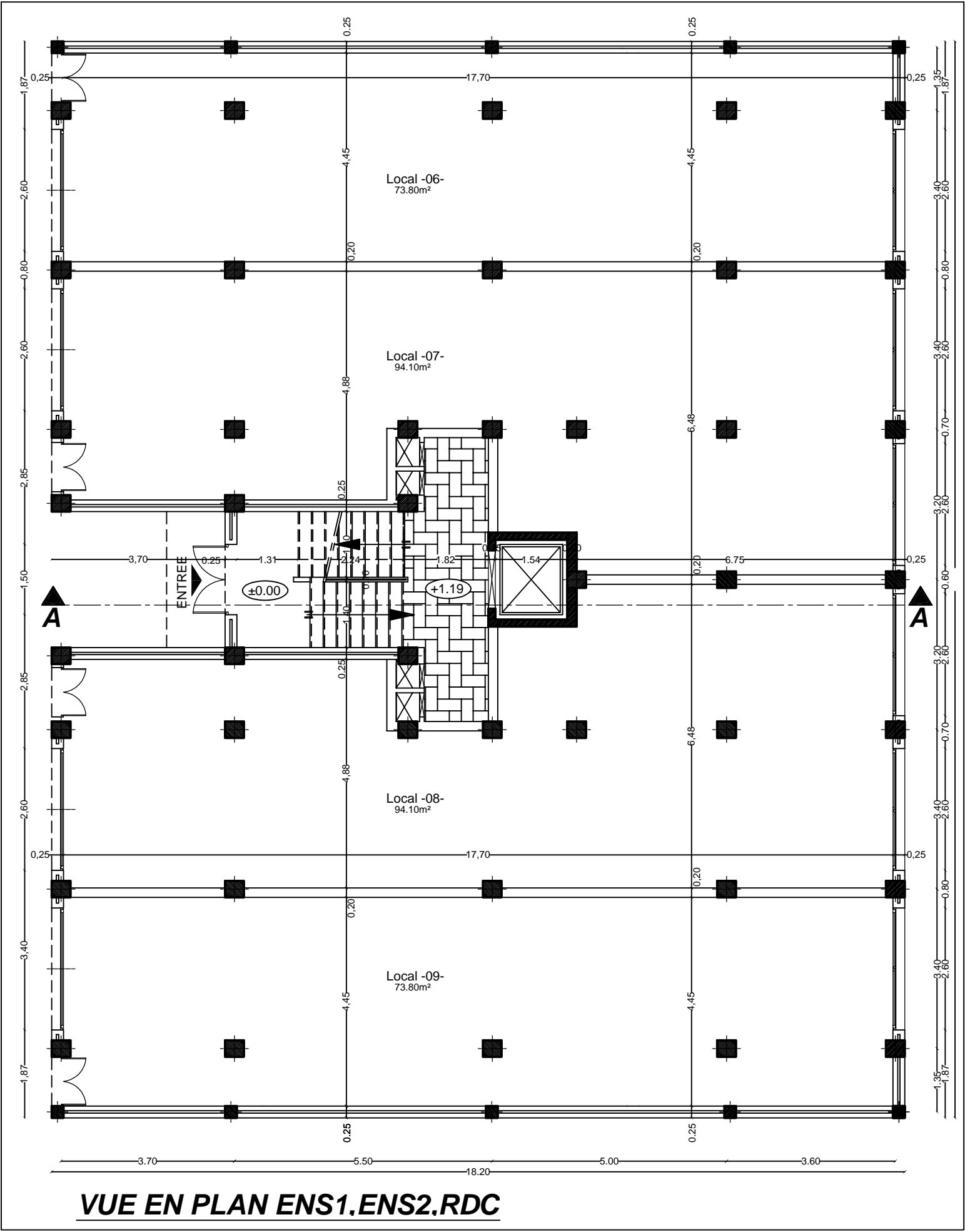


FAÇADE PRINCIPALE

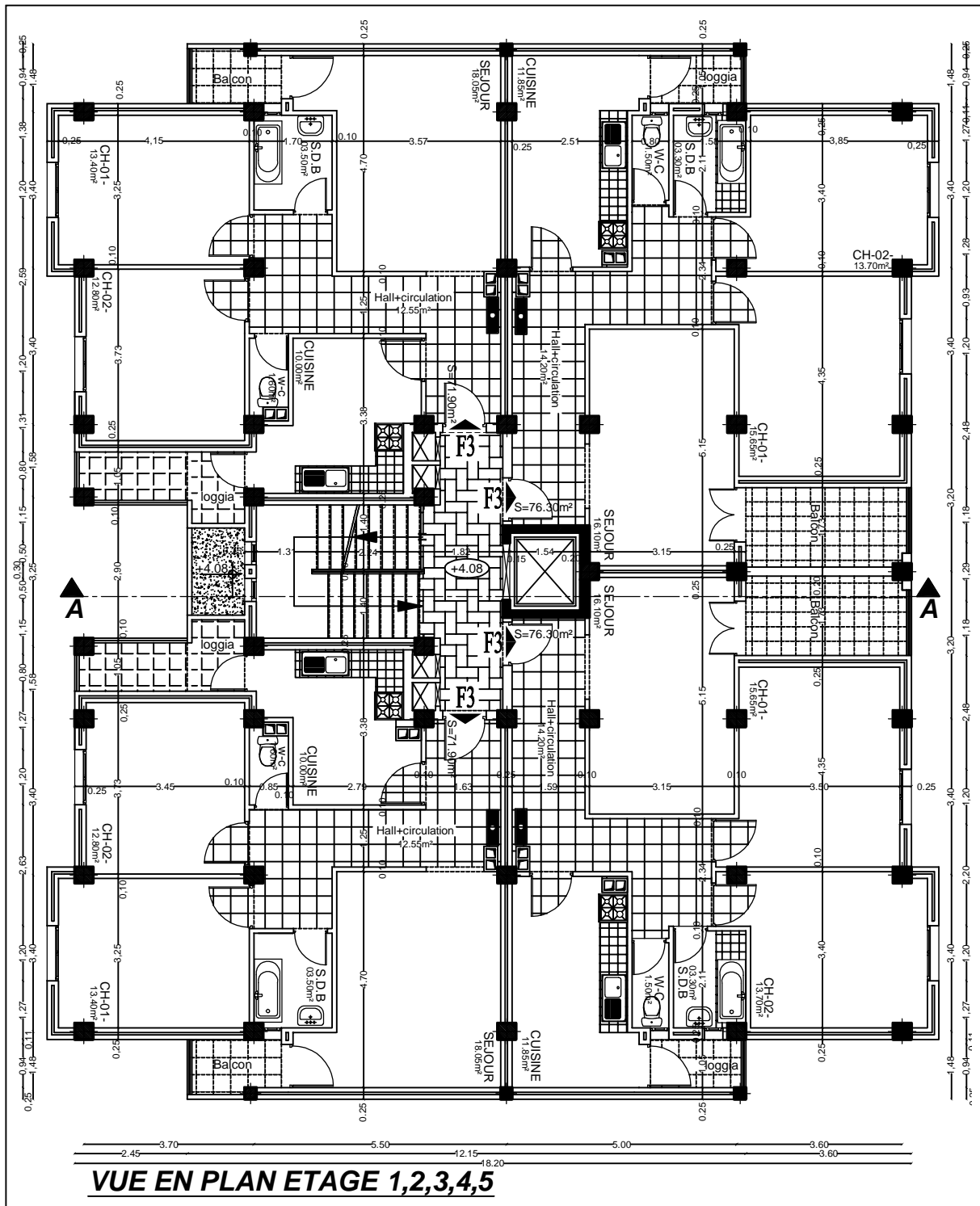



***FACADE POSTERIEURE***





**VUE EN PLAN ENS1,ENS2,RDC**



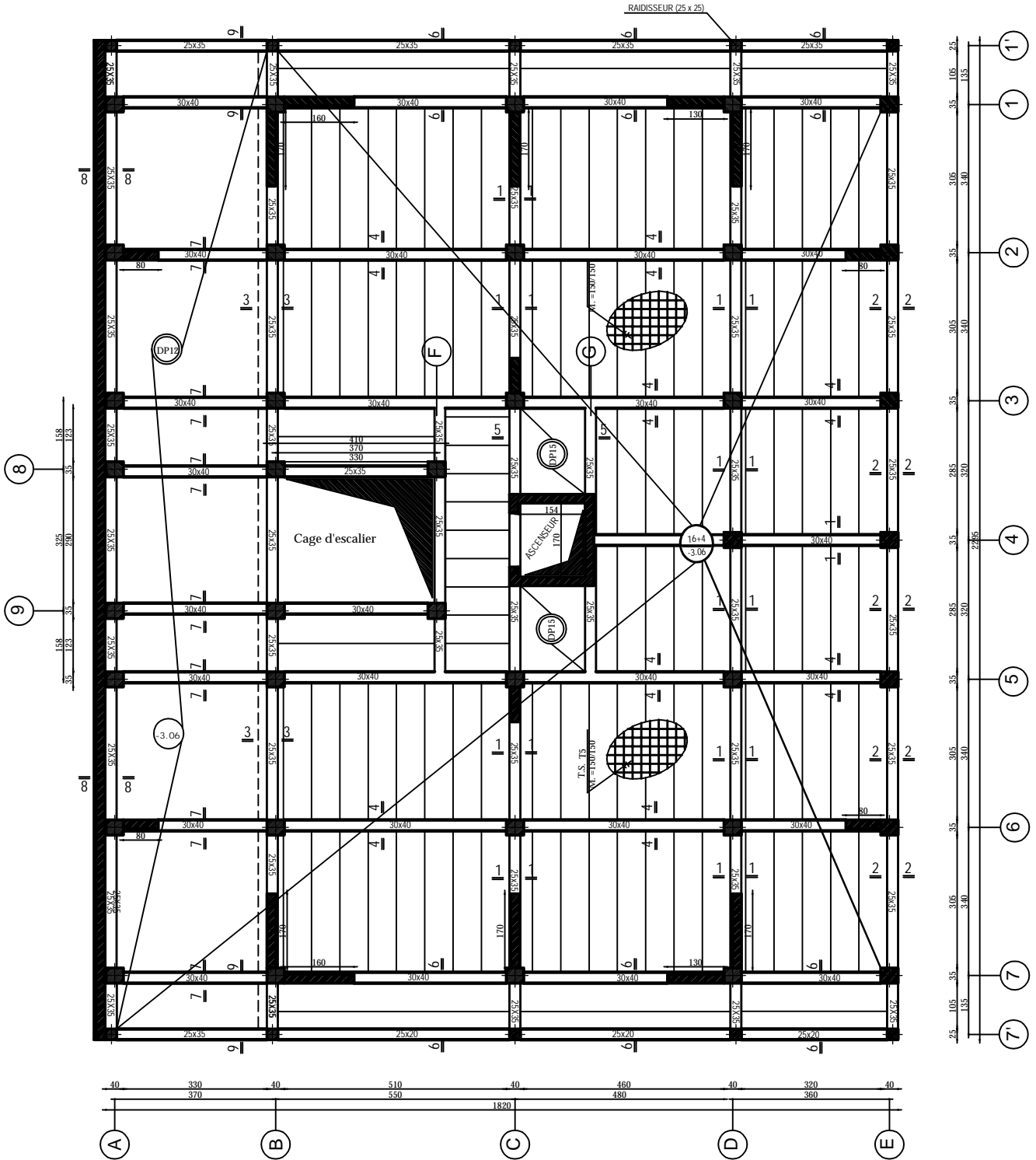
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE					
O B S E R V A T I O N S					
_____					
_____					
Espace de Conception Architecturale & de Recherche Technique					
		<b>" ECART "</b>			
		46 LOOTS BL C N° 6 M'DOUHA -TIZI-OUZOU Tel /fax : 026 22 46 86			
WILAYA	TIZI - OUZOU	<b>VISAS</b>			
DAIRA	TIZI - OUZOU				
COMMUNE	TIZI - OUZOU				
MATTRE D'OUVRAGE					
Mer KADEM MOHAMED OUAHMED					
<b>PROJET : 600 LOGEMENTS + COMMERCES A SALHI</b>					
<b>DOSSIER ARCHITECTURE</b>					
RESIDENCE -K- BLOC -K 01-					
-VUE EN PLAN R.D.C -VUE EN PLAN ETAGE 01					
CONCEP.	SBIHI . M	ING	ECH.	DATE	N°
			1/50	10/2010	2/5



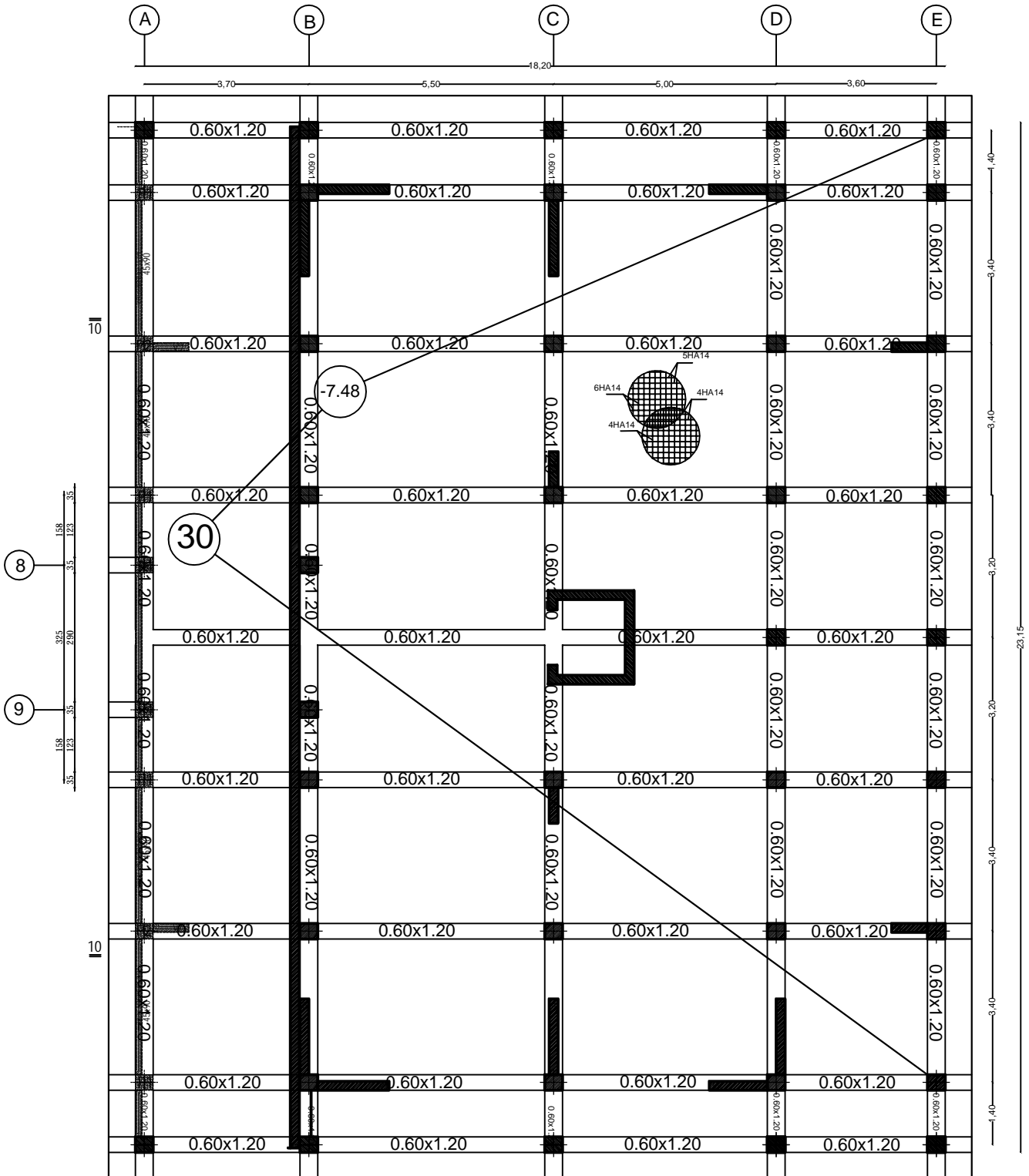




# Coffrage Niv: -3.06



# Plan de fondation Niv: -7.48



# Sommaire

## **-INTRODUCTION GENERALE.**

<b><u>CHAPITRE I :</u></b> Présentation de l'ouvrage.....	1-9
<b><u>CHAPITRE II :</u></b> Pré dimensionnement des éléments.....	10-27
<b><u>CHAPITRE III :</u></b> Calcul des éléments :	
<b>III.1</b> Calcul de l'acrotère.....	28-35
<b>III.2</b> Calcul des planchers.....	36-58
<b>III.3</b> Calcul des balcons.....	59-64
<b>III.4</b> Calcul de la salle machine.....	65-73
<b>III.5</b> Calcul des escaliers.....	74-88
<b>III.6</b> Calcul de la poutre palière.....	89-96
<b>III.7</b> Calcul de la poutre de chainage.....	97-104
<b>III.8</b> Calcul des portes a faux.....	105-110
<b>III.9</b> Calcul de la dalle pleine.....	111-117
<b><u>CHAPITRE IV :</u></b> Etude de contreventement.....	118-154
<b><u>CHAPITRE V :</u></b> Modélisation et vérification.....	155-179
<b><u>CHAPITRE VI :</u></b> Ferrailage des poutres.....	180-191
<b><u>CHAPITRE VII :</u></b> Ferrailage des poteaux.....	192-209
<b><u>CHAPITRE VIII :</u></b> Ferrailage des voiles.....	209-222
<b><u>CHAPITRE IX :</u></b> Etude de l'infrastructure et mur plaque.....	223-264

## **-CONCLUSION GENERALE.**

## **-BIBLIOGRAPHIE.**

# Introduction générale

Le génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Dans notre projet d'étude d'une tour R+5+2ES à contreventement mixte (portiques plus voiles) la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

*Chapitre*

***I***

***PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE***

**I-1 INTRODUCTION**

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+5étages avec deux entre -sol, à usage d'habitation, commerce et service .Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

**I-2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de

- deux entre sol.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial et service.
- Cinq étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Ce bâtiment, classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), sera implanté à TIZI OUZOU route des chabanes qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 addenda 2003) une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte de calcul du sol  $\sigma_{sol} = 1,5$  bars.

**I-3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES**

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment .....L =22.95 m
- Largeur totale du bâtiment .....B =18.20 m
- Hauteur de Rez-de-chaussée .....hr = 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant.....he = 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère .....ha = 0,60 m
- Hauteur totale du bâtiment..... H =18.53 m.

**I-4 Différents éléments de l'ouvrage****1 - Ossature**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales; et

un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des Charges horizontales en plus des charges verticales.

## **2 - Planchers**

### **a- Planchers en corps creux**

Tous les planchers des étages seront en corps creux, Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **b- Dalles pleines en béton armé**

Les dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

## **3 -Maçonnerie**

### **a- Les murs extérieurs**

Sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).

### **b - Les murs intérieurs**

Sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

## **4- Revêtement**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides

## **5- Escaliers**

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, une partie est destinée à assurer l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie est pour assurer le passage vers le sous sol. Ce sont des escaliers réalisées en béton armé à trois volées coulés sur place. Elles seront constituées des paliers ; des paillasse en béton armé.

## **6 -Cage d'ascenseur**

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

**7 - Les balcons**

Les balcons sont réalisés en béton armé (corps Creus).

**8 - L'acrotère**

L'acrotère est un élément en béton armé; dont la hauteur est de 60 cm; vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

**I-5 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.

**1 - le béton**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment; gravier; sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

- **Résistance caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée «  $f_{cj}$  », (avec  $j$  l'âge de béton).

Dans notre cas  $f_{c28} = 25$  Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99**)

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

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

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge «  $j$  » jours est donnée par la formule suivante (**Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99**) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

- **Contraintes limites**

- a - **Etat limite ultime (ELU) (Art A.4.3, 41 BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.  $\Rightarrow f_{bc} = 18,50$  MPa (pour  $\theta = 1$ )

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.  $\Rightarrow f_{bc} = 14,20$  MPa (pour  $\theta = 1$ )

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$  lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

$\theta = 0,9$  lorsque la durée d'application est entre 1heur et 24heurs

$\theta = 0,85$  lorsque la durée d'application est inférieur à 1heur

### **b - Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (**art A.5.1.1 BAEL91 modifiées 99**) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites (**art A.5.1.211 BAEL91 modifiées 99**) :

$\tau_u = \min [0,15 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,75$  MPa cas où la fissuration est peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,2 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5$  MPa cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

### **c - État limite de service (ELS) (Art. A.4.5.2, BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

#### **• Module d'élasticité**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

#### **a-Module d'élasticité instantané (art A.2.1, 21 BAEL91 modifiées 99) :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures, il résulte un module égal à  $E_{ij} = 11003 \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

#### **b - Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22 BAEL91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte d'effet de fluage de béton on prend un module de :

$$E_{vj} = 37003 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

**c- MODULE D'ELASTICITE TRANSVERSALE**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ MPa} \quad \text{Avec :}$$

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

- **COEFFICIENT DE POISSON (ART A.2.1, 3 BAEL91 MODIFIEES 99)**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left( \nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right) \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS).

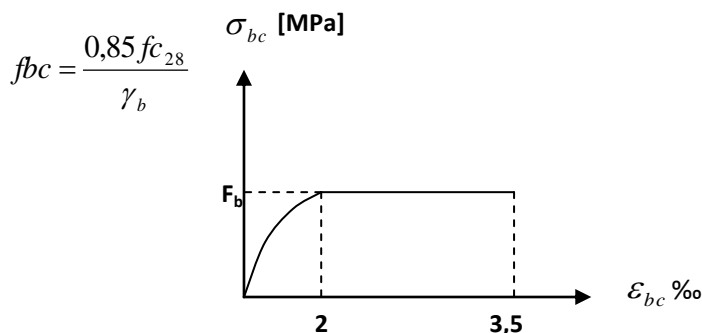
$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

- **DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole-rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronc de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :  $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$



**Figure. I.1** Diagramme contrainte- déformation du béton

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

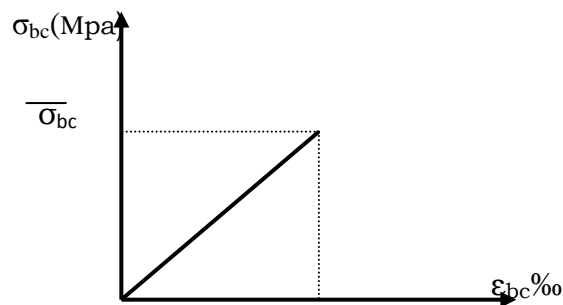
- **Contrainte limite de service de résistance a la compression**

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :



**Figure. I.2** Diagramme contrainte – déformation du béton (à l'ELS)

## 2- Les aciers d'armatures

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture. L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA) Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ <sub>s</sub> ]
<b>Aciers en Barre</b>	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	20	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I.1 :** caractéristiques mécanique des aciers

- **Module de déformation longitudinale**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  
 $E_s = 200\ 000$  Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91). Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

- **CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER**  
**A ELU (Art A.4.3.2/ BAEL91 modifiées 99)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\sigma_s = 348$  MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

- **DIAGRAMMES DE CONTRAINTES -DEFORMATION DE CALCUL**  
**(CBA 93 - A.2.2.2)**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant

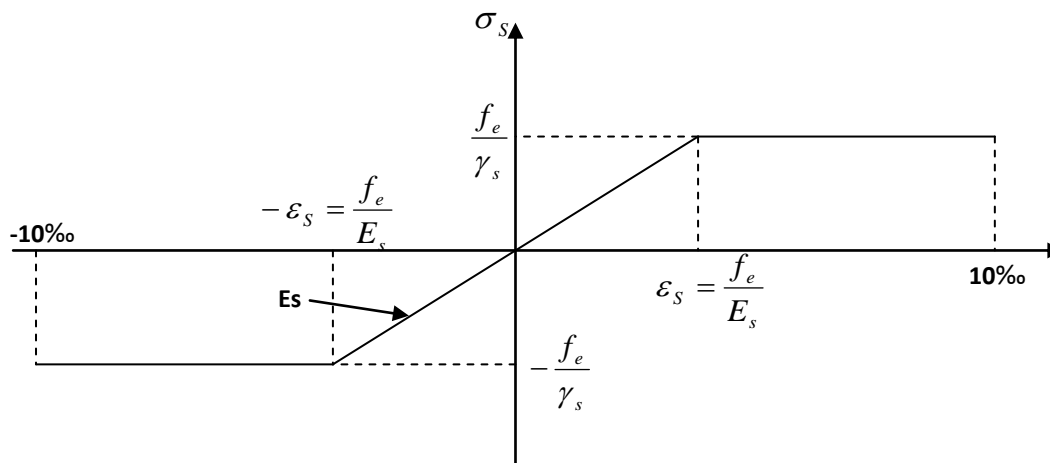


Figure. I.3 Diagramme Contrainte – Déformation de l'acier à l'ELU

**A ELS (art. A.4.5, 3 BAEL91 modifiés 99)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

**a - Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99)**

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

**b - Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \text{MPa} \right)$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{ij}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$  pour les HA

$\eta = 1$  pour les RL.

**c- Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \sigma_{st} \leq 0.8 \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

- **PROTECTION D'ARMATURES (art A. 7.2, 4 BAEL91 modifiées 99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'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 embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

*Chapitre*

***II***

***PREDIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS***

## II - 1 Introduction

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

### II-2 Les planchers

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations,
- séparation entre chaque niveau successif d'un bâtiment,
- L'isolation acoustique et thermique entre étages,
- la transmission des différentes charges aux éléments porteurs.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

#### a - PLANCHER EN CORPS CREUX

Il sont composée de corps creux (hourdi), poutrelles, treillis soudé et dalle de compression.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$e_p$  : Epaisseur de la poutrelle.

$e_c$  : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad (\text{II -1})$$

Avec :

$l_{\max}$  : Portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

$M_t$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$M_0$  : Moment isostatique dans la travée de comparaison (de référence).

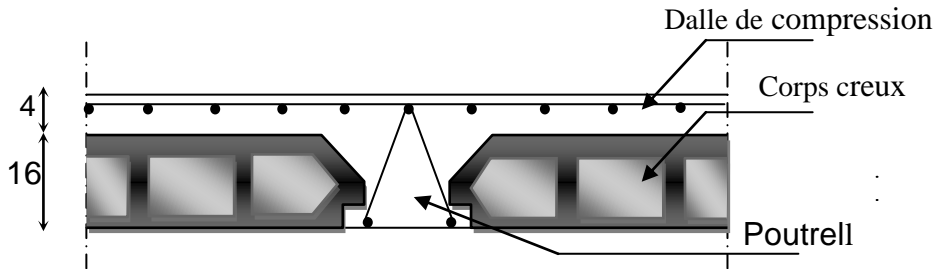
-pour notre cas:

$$\text{On a : } L = 370 - 25 = 345\text{cm} \quad h_t = 20\text{cm}$$

$$\text{donc} \quad h_t \geq \frac{345}{22.5} = 15.33\text{cm}$$

Notre plancher fera une hauteur de  $h_t = 20\text{cm}$

- Soit :
- un corps creux de 16cm,
  - une dalle de compression de 4cm.



**Figure II.1** Coup du plancher

### b- PLANCHER EN DALLE PLEINE

Ils sont composés d'une dalle mince et pleine d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

- L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

### II - 3 LES POUTRES

Dans notre bâtiment on a deux types de poutres (poutre principales ou porteuse et poutre secondaires ou chainages).

Les dimensionnements se fait par les règles de **BAEL91**, il est donné comme suit:

$L_{\max}$  : Portée maximale de la poutre considérée.

$$\text{-Hauteur de la poutre : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{-Largeur de la poutre : } 0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$$

Avec :

$L_{\max}$  : longueur de la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

$h_p$  : hauteur de la poutre.

$b_p$  : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

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

### a- Les poutres principales (sens transversal)

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

- La hauteur de la poutre h

$$\text{On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ Avec : } L_{\max} = 550 - 25 = 495 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 40 \text{ cm}$$

- La largeur de la poutre b

$$0,4hp \leq b \leq 0,7hp \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq bp \leq 28$$

On opte pour : **b = 30 cm**

### Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]} \\ h/b = 40/30 = 1 < 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

### b- Les poutres secondaires (sens longitudinal)

Elles sont parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre h

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm}$$

Soit :  $h=35[\text{cm}]$

La largeur de la poutre  $b$  est donnée par :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour :  $b=25\text{cm}$

- **Vérification des exigences RPA 99 version 2003** :(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 [\text{cm}] \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 [\text{cm}] \\ h/b = 35 / 25 = 1,4 < 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (30X40)  $\text{cm}^2 \Rightarrow$  Sens transversal
- Poutres secondaires (25X35)  $\text{cm}^2 \Rightarrow$  Sens longitudinal

## II - 4 Les voiles

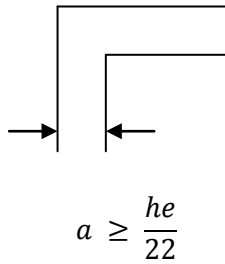
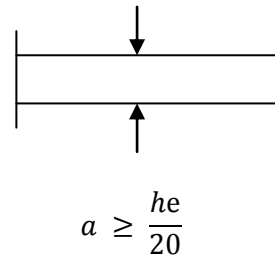
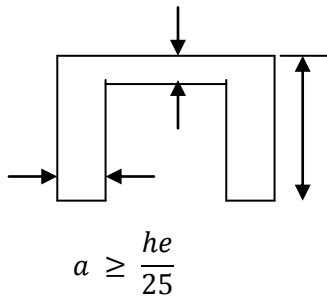
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

- **Le Pré dimensionnement se fera conformément** : (RPA 99 version 2003)

- **L'épaisseur**

L'épaisseur minimale des voiles ( $a$ ) est de 15 cm de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :

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



▪ Pour l'ens1

$h_e = (442 - 40) = 402 \text{ cm}$  (40cm hauteur de la poutre).

- $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{402}{20} = 20,1 \text{ cm}$ .
- $e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{402}{22} = 18,27 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{402}{25} = 16,08 \text{ cm}$

Alors on opte pour :  $e = 20 \text{ cm}$

Enfin on prend :  $e = 20 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ . ..... Condition vérifiée.

Avec **L** : longueur de voile

**II - 5 les poteaux**

Les poteaux sont redimensionnés à l'ELS en compression simple pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

$$N_s = G + Q.$$

Avec: G: charge permanente.

Q: surcharge d'exploitation.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots (II-5)$$

B: est la section du poteau.

Ns: effort normal.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ PMa} = 1,5 \text{ KN /cm}^2$$

**a - Descente de charge**

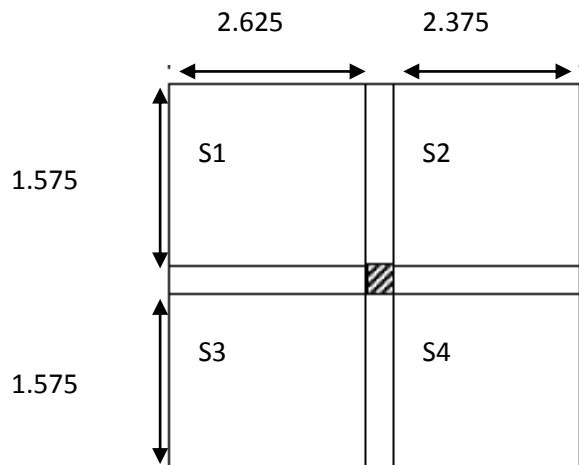
- **Surface d'influence**

La surface du plancher terrasse et celle des étages courants revenant au poteau.

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = 2(2.625 \times 1.575) + 2(2.375 \times 1.575) = 15.75 \text{ m}^2$$

La surface totale sous charge d'exploitation:



**Figure II.4** Localisation du poteau le plus

- Détermination des charges et des surcharges
  - charges permanentes
    - Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

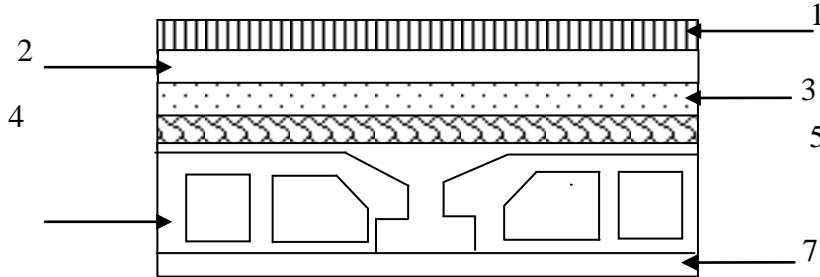


Figure II.5 Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ $KN / m^3$ ]	Charges [ $KN / m^2$ ]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10,00	0,20
				<b><math>G_{pt}=5,78</math></b>

- Charges permanentes du plancher étage courant et RDC

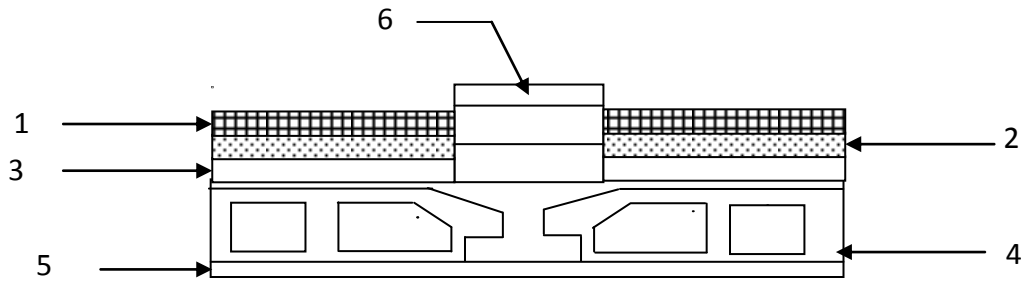


Figure. II.6 Etage courant et RDC

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				<b>G<sub>c</sub>=5,28</b>

II - 6 L'acrotère

L'acrotère est réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, ses dimensions sont indiqués dans la figure suivante :

Poids propres de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho \times S$$

$\rho$  : Masse volumique du béton armé.

$S$  : Section de l'acrotère.

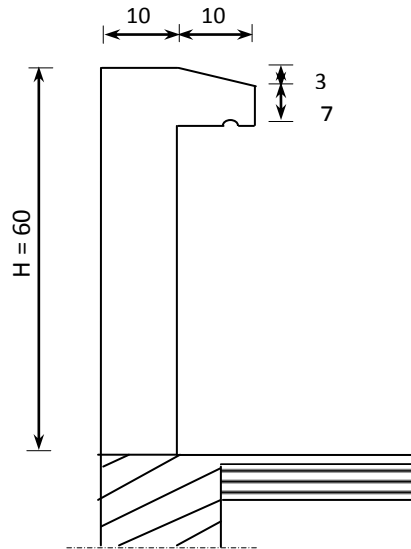


Figure II.7 Coupe verticale de l'acrotère

$$G_{acr} = 25 \left( (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) = 1,7125 \text{ KN/m}$$

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

II - 7 Maçonnerie

- Murs extérieurs

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm

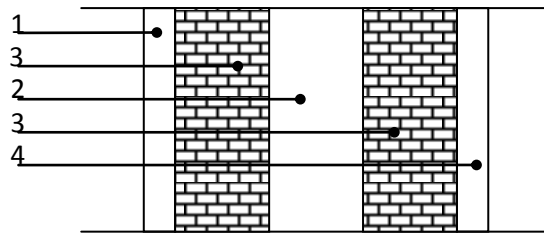


Figure. II.8 Coupe verticale de mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0,02	20,00	0.40
2	Lame d'air	0,05	/	0.00
3	Briques creuses	0,10+0,10	9,00	1,80
4	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
<b>G Total</b>				<b>2.40</b>

- Murs intérieurs

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

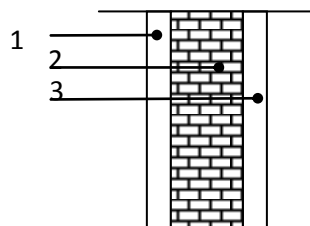


Figure II.9 Coupe horizontale de mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
2	Brique creuse	0,10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente total Gt			1.3

- **Poids propre des éléments**

**a- Les poutres**

- **Poutres principales**

$$G = (5,5 - 0,25) \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 15.75 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$G = (3,4 - 0,25) \times 0,25 \times 0,35 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

- **Poids total P = PPP + PPS**

$$P = 22.64 \text{ KN.}$$

- **Plancher « terrasse inaccessible »**

$$PPT = 15.75 \times 5,78 = 91.035 \text{ KN}$$

- **Plancher courant**

$$PPC = 15.75 \times 5,28 = 83.16 \text{ KN}$$

**b - Les poteaux**

- Pour les poteaux du ES1,  $h_e = 4,42 \text{ m}$

$$P_{p_{es1}} = [0,25 \times 0,25 \times h_{ES1}] \times 25$$

$$= [0,25 \times 0,25 \times 4,42] \times 25 = 6.9 \text{ KN}$$

- Pour les poteaux du ES2,  $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$P_{p_{es2}} = [0,25 \times 0,25 \times h_{ES2}] \times 25$$

$$= [0,25 \times 0,25 \times 3,06] \times 25 = 4.78 \text{ KN.}$$

- Pour les poteaux du RDC,  $h_e = 4,08 \text{ m}$

$$P_{p_{RDC}} = [0,25 \times 0,25 \times h_{RDC}] \times 25$$

$$= [0,25 \times 0,25 \times 4,08] \times 25 = 6.37 \text{ KN.}$$

- Pour les poteaux du l'étage courant,  $h_e = 2.89$  m

$$P_{p \text{ étage}} = [0,25 \times 0,25 \times h_{\text{ECOURANT}}] \times 25$$

$$= [0,25 \times 0,25 \times 2.89] \times 25 = 4.51 \text{ KN.}$$

**II - 8 Surcharges d'exploitation**

Plancher terrasse inaccessible.....	1[KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher étage courant : à usage d'habitation.....	1,5[KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher étage de commercial .....	2, 5[KN/m <sup>2</sup> ]
Scalier.....	2, 5[KN/m <sup>2</sup> ]
Balcon .....	3, 5[KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère.....	1[KN/m <sup>2</sup> ]

**II - 9 Calcul des charges d'exploitation : Q**

- $Q_0$  : Charge d'exploitation sur la terrasse .....  $Q_0 = 1 \times 15.75 = 15.75 \text{ KN}$
- $Q_1$  à  $Q_8$  : Charge de l'étage courant .....  $Q_1 = 1,5 \times 15.75 = 23.62 \text{ KN}$
- $Q_S$  : charge d'entre sol .....  $Q_S = 2,5 \times 15.75 = 39.37 \text{ KN}$
- $Q_R$  : Plancher de RDC à usage commercial:...  $Q_R = 2.5 \times 15.75 = 39.37 \text{ KN}$

**II- 10 Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 4, ce qui est le cas de notre structure.

$$Q = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5 : n \text{ étant le nombre d'étages}$$

- **Coefficients de dégression de surcharges**

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	ES2	ES1
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

**Tableau II.1** Coefficients de dégression des surcharges

5 <sup>eme</sup>	$Q_0=15.75$
4 <sup>eme</sup> -	$Q_0 + Q_1=15.75+23.62=39.37\text{kn}$
3 <sup>eme</sup> -	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) =15.75+0.95(23.62 \times 2) =60.62\text{kn}$
2 <sup>eme</sup> -	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) =15.75+0.9 \times (23.62 \times 3) =79.52\text{kn}$
1 <sup>eme</sup> -	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) =15.75+0.85 \times (23.62 \times 4) =96.05\text{kn}$
RDC	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) =15.75+0.8(23.62 \times 5)=110.23\text{kn}$
ES2	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)=15.75+0.75(23.62 \times 5+39.37)=133.85$
ES1	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)=15.75+0.71(23.62 \times 5+2 \times 39.37)=155.50\text{kn}$

- Tableau récapitulatif des calculs relatifs a chaque niveau et la détermination des sections Minimales aux différents niveaux du poteau

N I V E A U X	Charges permanentes en KN				Charges d'exploitations en KN			Efforts Normaux $N_s$ (KN)	Section min des poteaux en $cm^2$	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	Charges cumuléés $G_c$	Q	$Q_c$	$N_s = G_c + Q_c$	$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section choisie b x h
5	91.035	22.64	0	113.67	113.67	15.75	15.75	129.42	86.28	30x 30
4	83.16	22.64	4.51	110.31	223.98	39.37	55.12	279.1	186.06	30 x 30
3	83.16	22.64	4.51	110.31	334.29	60.62	115.74	450.03	300.02	35 x 35
2	83.16	22.64	4.51	110.31	444.6	79.52	195.26	639.86	426.57	35 x 35
1	83.16	22.64	4.51	110.31	554.91	96.05	291.31	846.22	564.14	40 x 40
RDC	83.16	22.64	6.37	112.17	667.08	110.23	401.54	1068.62	712.41	40 x 40
ES2	83.16	22.64	4.78	110.58	777.66	133.85	535.39	1313.05	875.36	45 x 45
ES1	83.16	22.64	6.9	112.7	890.36	155.89	691.28	1581.64	1054.42	45 x 45

• Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois. Et les dés calages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1)  $\min (b_1, h_1) \geq 25$  [cm]

2)  $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

3)  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux.

$h_e$  : hauteur d'étage.

• Poteaux (30x30) :

-  $\text{Min}(30 \times 30) = 30$  [cm]  $\geq 25$  [cm]

Condition vérifiée

-  $\frac{h_e}{20} = \frac{2.89}{20} = 14.45$  [cm]

$\text{Min}(30 \times 30) = 30 \geq 14.45$  [cm]

Condition vérifiée

3)  $\frac{30}{30} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

Condition vérifiée

• Poteaux (35x35) :

-  $\text{Min}(35 \times 35) = 35$  [cm]  $\geq 25$  [cm]

Condition vérifiée

$\frac{h_e}{20} = \frac{2.89}{20} = 14.45$  [cm]

$\text{Min}(35 \times 35) = 35 \geq 13,355$  [cm]

Condition vérifiée

3)  $\frac{35}{35} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

Condition vérifiée

• **Poteaux (40x40) :**

- premier étage h=2.89:

$$\text{Min (40x40)}=40[\text{cm}] \geq 25 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

$$- \frac{h_e}{20} = \frac{2.89}{20} = 14.45[\text{cm}]$$

$$\text{Min (40x40)} = 40 \geq 14.45 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

- RDC h=4.08m:

$$\text{Min (40x40)}=40[\text{cm}] \geq 25 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

$$- \frac{h_e}{20} = \frac{4.08}{20} = 20.4[\text{cm}]$$

$$\text{Min (40x40)} = 40 \geq 20.4 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

$$3) \frac{40}{40} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$$

Condition vérifiée

• **Poteaux (45x45) :**

ENS2 h=3.06m

- Min (45x45)=45[cm]  $\geq$  25 [cm]

Condition vérifiée

$$- \frac{h_e}{20} = \frac{3.06}{20} = 15.3[\text{cm}]$$

$$\text{Min (45x45)} = 45 \geq 15.3 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

- ENS1 h=4.2m:

$$\text{Min (45x45)}=45[\text{cm}] \geq 25 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

$$\frac{h_e}{20} = \frac{4.42}{20} = 22.1[\text{cm}]$$

$$\text{Min (45x45)} = 45 \geq 22.1 [\text{cm}]$$

Condition vérifiée

$$\frac{45}{45} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$$

Condition vérifiée

### Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA

- **Vérification de poteaux au flambement**

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

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement de poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7L_0$ ).

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

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

$B$  : Section transversale du Poteau ( $B=axb$ ).

$L_0$  : Longueur libre de poteau.

$$\text{Finalement } \lambda = 2,42 L_0/ b$$

- **Poteaux (30x30) 4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage , h=2.89m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}$$

$$I = bh^3/12 = 30 \times 30^3/12 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4 \quad S = 900 \text{ cm}^2$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [6.75 \times 10^4/900]^{1/2} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = 202.3/ 8.66 = 23.36 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau (35x35) :3<sup>ème</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage, h=2.89m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 289 = 202.3 \text{ cm} \quad S=1225\text{cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 35 \times 35^3/12 = 1,25 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [1,25 \times 10^5/1225]^{1/2} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = 202.3/10.10 = 20.02 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (40x40) 1<sup>ère</sup> : h=2.89m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 289 = 202.3 \text{ cm} \quad S=1600\text{cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 40 \times 40^3/12 = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [2.13 \times 10^5/1600]^{1/2} = 11.53 \text{ cm}$$

$$\lambda = 202.3/11.53 = 17.54 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (40x40) :RDC, h=4.08m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 408 = 285.6 \text{ cm} \quad S=1600\text{cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 40 \times 40^3/12 = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [2.13 \times 10^5/1600]^{1/2} = 11.53 \text{ cm}$$

$$\lambda = 285.6/11.53 = 24.77 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (45x45) : ENTS2, h=3.06m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 306 = 214.2 \text{ cm} \quad S=2025\text{cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 45 \times 45^3/12 = 3.41 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [3.41 \times 10^5/2025]^{1/2} = 12.97 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2/12.97 = 16.51 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau (45x45) ENS1, h=4.2m**

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 420 = 294 \text{ cm} \quad S=2025\text{cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 45 \times 45^3/12 = 3.41 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [3.41 \times 10^5/2025]^{1/2} = 12.97 \text{ cm}$$

$$\lambda = 294/12.97 = 22.66 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition de non flambement est vérifiée dans tous les poteaux, alors les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenable.

### Conclusion

Après le dimensionnement on a trouvé que :

Dalle en corps creux: **16+4=20cm**

Poutre principal: **30x40 cm<sup>2</sup>**

Poutre secondaire: **25x35 cm<sup>2</sup>**

Voile de contreventement: **a=20cm**

Poteaux de l'entre sole 1 et l'entre sole 2: **45x45 cm<sup>2</sup>**

Poteaux de RDC et de 1<sup>er</sup> étage: **40x40 cm<sup>2</sup>**

Poteaux de 2<sup>ème</sup> et de 3<sup>ème</sup> étage : **35x35 cm<sup>2</sup>**

Poteaux de 4<sup>ème</sup> et de 5<sup>ème</sup> étage: **30x30 cm<sup>2</sup>**

Poteaux de 2<sup>ème</sup> et de 3<sup>ème</sup> étage : **35x35 cm<sup>2</sup>**

Poteaux de 4<sup>ème</sup> et de 5<sup>ème</sup> étage: **30x30 cm<sup>2</sup>**

*Chapitre*

***III***

***CALCUL DES ELEMENTS***

### III-1 L'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort latéral  $Q$  dû à la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

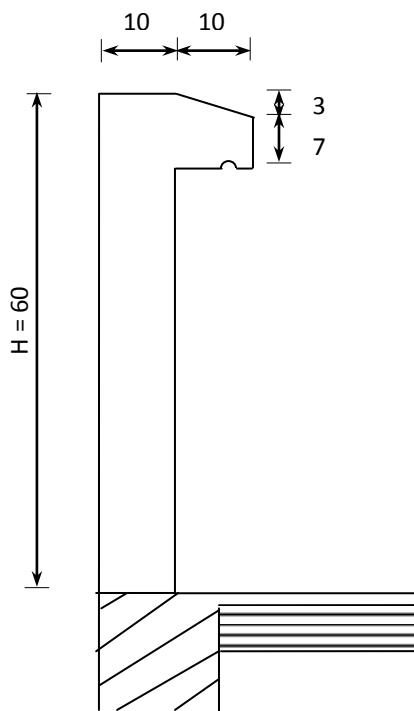


Figure -III-1-1 Coupe verticale de l'acrotère

### III- 1-1 Schémas statiques

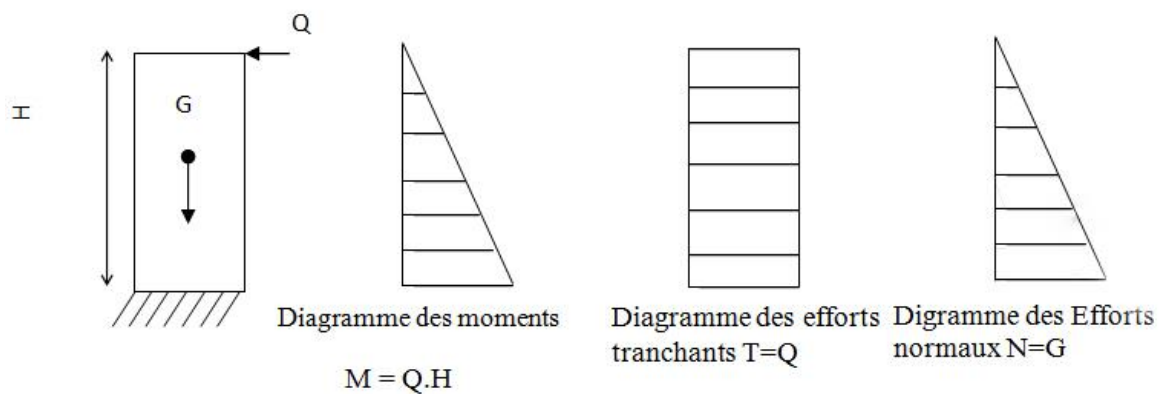


Figure-III-1-2 Schémas statiques de l'acrotère

**III-1-2- Calcul des efforts**

1- Le poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton armé

S : Section longitudinale de l'acrotère.

2- Surcharge due à la poussée de la main courante  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

3-Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,712 \text{ KN}$

4-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

5-Effort tranchant :  $V = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$ .

**III-1-3 Combinaisons de charges****a - E L U :**

La combinaison est :  $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 \times M = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

**b - E L S :**

La combinaison est  $G + Q$

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$

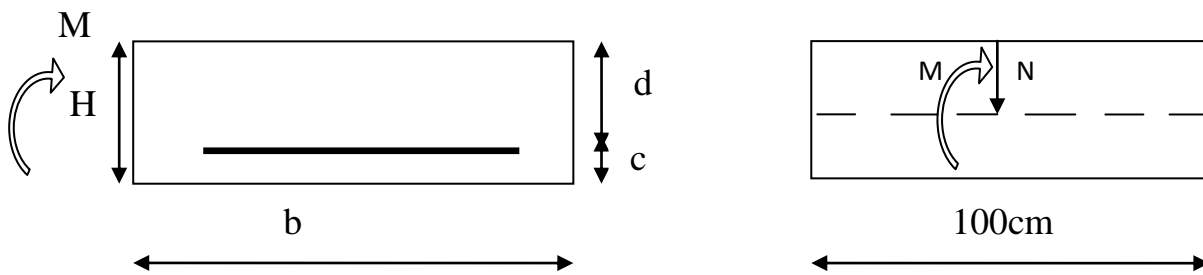
Moment de renversement :  $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

**III -1-4 Ferrailage:**

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

e : Excentricité.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



$h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$  (longueur de la section) ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = 7 \text{ cm}$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

**a - Calcul de l'excentricité**

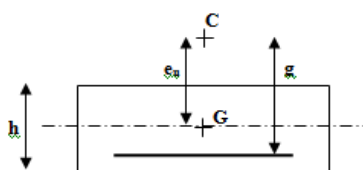
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2.311} = 0,389 \text{ m}$$

$$e_u = 38,90 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 38,90 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \text{ cm}$$



D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

**b - Calcul en flexion simple**

$$g = e_u + (h / 2 - c) = 0,389 + (0,1/2 - 0,03) = 0,409 \text{ m} .$$

-Moment fictif :  $M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,409 = 0,945 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,945 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0135$$

$$\mu_b = 0,0135 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0135 \Rightarrow \beta = 0,993$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,945 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348} = 39,06$$

$$A_f = 39,06 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,39 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ N}$$

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

### c - Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,39 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348}$$

$$A = 32,35 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0,32 \text{ cm}^2$$

### III - 1-5 Vérification à l'ELU

#### III - 1-5-1 Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91 modifié 99/ Art A 1.2.1, CBA93)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{35,04 - 0,455 \times 7}{35,04 - 0,185 \times 7}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8**  $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,5023 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 25\text{cm}$$

**III-1-5-2 Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III-1-5-3 Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91 modifiées 99, CBA93)**

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048\text{cm} \Rightarrow \sum u_i = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 70 \times 100,48}$$

$$\tau_{se} = 0,236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III -1-5-4 Ancrages des barres verticales**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{cm}$$

Le BAEL permet pour le scellement :  $L_{s\max} = 40\phi$  pour HA  $f_e = 400 \text{MPa}$

$40 \times 0.8 = 32 \text{cm}$  donc  $L_s = 30 \text{cm}$

Soit :  **$L_s = 30 \text{cm}$**

### III- 1-6 Vérification des contraintes à L'E L S

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,712 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,046 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$-\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$-\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\cdot \eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable, (acier HA), } \phi \geq 6 \text{mm}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

- **Dans l'acier**

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

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad \text{Barre H.A}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,67; 201,63) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

On a :  $\rho_1 = 0,287$  ; et d'après le tableau :  $\beta_1 = 0,916$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \Rightarrow K_1 = 44,52 \quad \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,916 \times 70 \times 201} = 46.55, MPa$$

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

- Dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.52} \times 46.55 = 1,045 MPa \text{ avec } K = \frac{1}{k1}$$

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

### III- 1-5-5 Vérification de l'acrotère au séisme

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone IIa obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

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

$$A = 0, 15$$

$$C_p = 0, 8$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0, 15 \times 0, 8 \times 1, 712$$

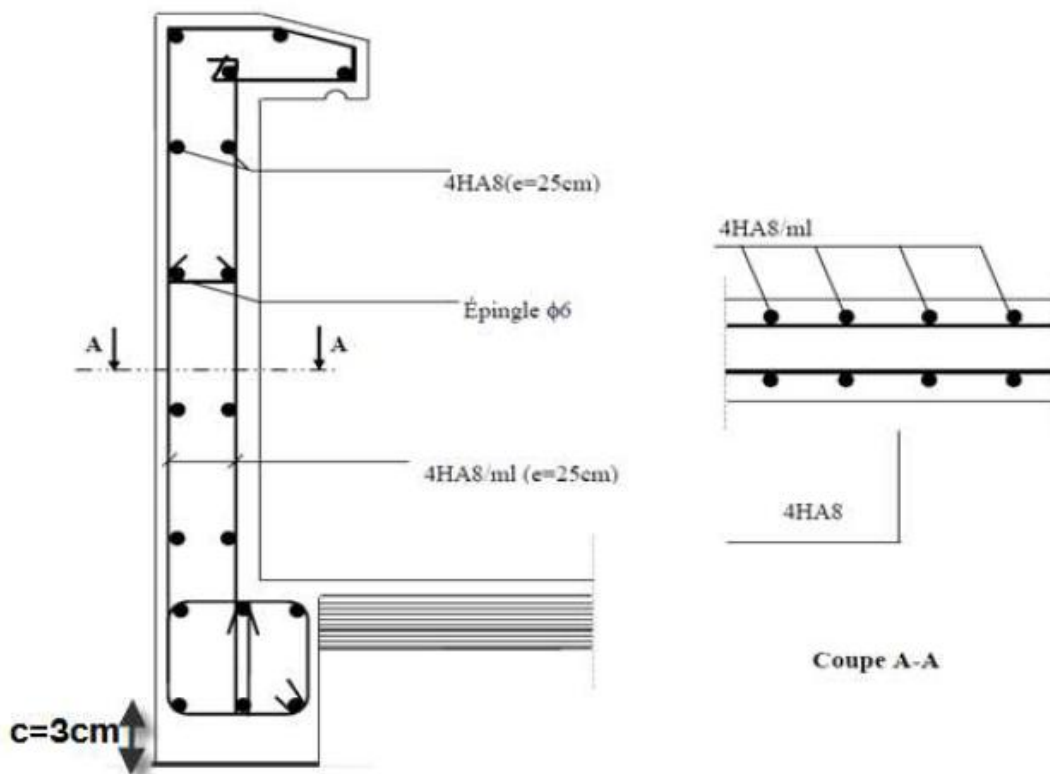
$$F_p = 0,821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

**Conclusion**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

**III- 1-5-6 ferrailage adopté**

- Armatures principales :  $4HA8/ml = 2,01cm^2$
- Armatures répartitions :  $4HA8/ml = 2,01cm^2$



**Figure III-1-3** ferrailage de l'acrotère

**III-2- Planchers****III-2-1- Calcul de la dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

**- Calcul des armatures**

$L_a$  : Longueur de l'hourdis

$L$  : Entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$ )

- **Armatures  $\perp$  aux nervures**

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

- **Armatures // aux nervures**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit :  $A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $e = 25 \text{ cm}$

**III-2-2- Calcul des poutrelles**

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

**Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/mL}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 25 = 0,62 \text{ KN/mL}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/mL}$$

- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ ml}$

a- Calcul à L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/mL}$$

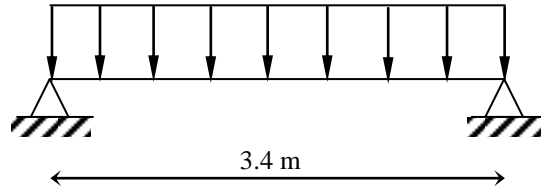


Figure III.2 : Schéma statique

- Calcul du moment en travée :

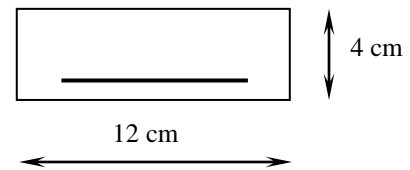
$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m}$$

b- Ferrailage

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

d: La hauteur utile ( $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ )

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5,29$$



$\mu > \mu_L = 0,392 \rightarrow$  La section est doublement armée SDA

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étai intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a- Dimensionnement de la poutrelle

$h = 16 + 4 \text{ cm}$ , hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$ , hauteur de la dalle de compression

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles

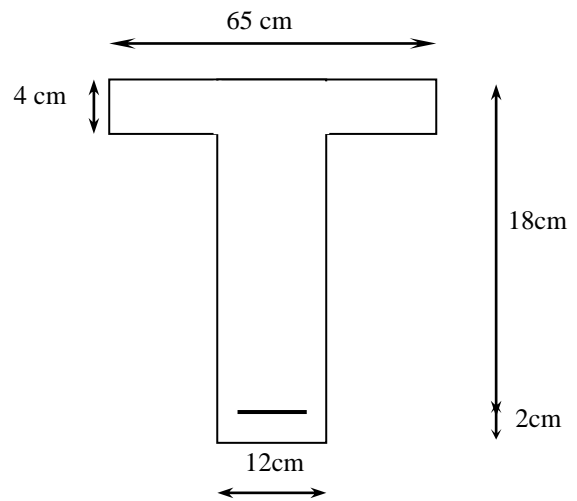
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : Largeur de la plus grande travée

$$L = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 40 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

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



**b- Charges et surcharges**

La dalle supporte :

- Poids propre du plancher :  $G = 5,78 \times 0,65 = 3,757 \text{ KN/mL}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ KN/mL}$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,757) + (1,5 \times 1,62)$$

$$q_u = 7,5 \text{ KN/mL}$$

**C- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$H_1$  : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

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

$$2.G = 2 \times 3,757 = 7,514 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 1,62 \leq \max \left\{ 7,514 ; 5 \right\} = 7,514 \text{ KN/mL}$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée

$H_2$  : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée

$H_3$  : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{t_2} = \frac{3.4}{1.58} = 2.15 \text{ non vérifié} ;$$

⇒ Condition non vérifiée

H<sub>4</sub> : La fissuration est non préjudiciable ⇒ Condition vérifiée

Compte tenu de la non satisfaction de l'hypothèse H<sub>3</sub>, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer une méthode exacte.

**d- Rappel sur la méthode des trois moments**

- Moment aux appuis :

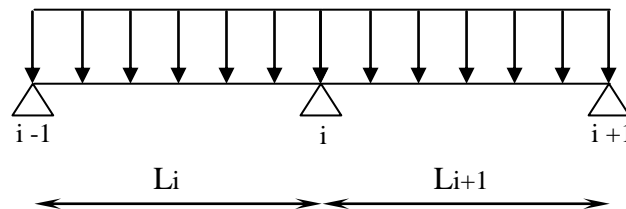
$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

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

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

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

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



- Moment en travées :

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

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

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

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

- Efforts tranchants :

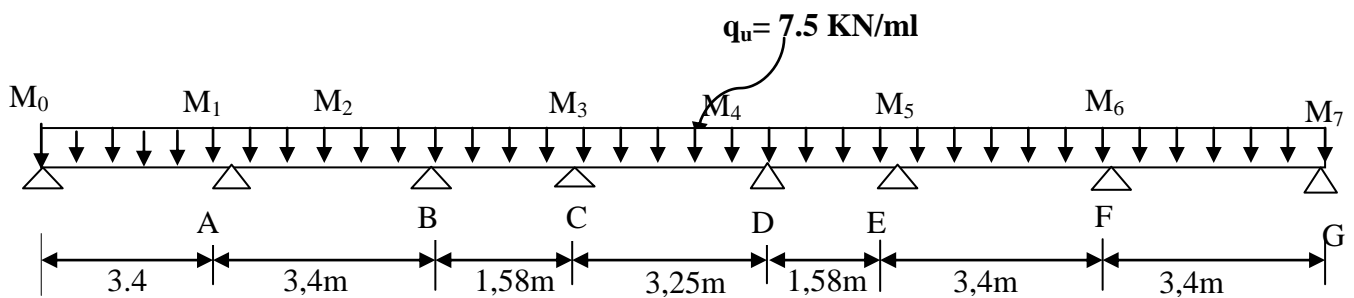
$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

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

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

**d-1- Calcul à L'ELU**

**Calcul des efforts**



**Figure III.2.1** Schéma statique

▪ **Moments aux appuis**

$$6.8M_0 + 3.4M_1 = -73.69$$

$$3.4M_0 + 13.6M_1 + 3.4M_2 = -147.39$$

$$3.4M_1 + 9.96M_2 + 1.58M_3 = -81.09$$

$$1.58M_2 + 9.66M_3 + 3.25M_4 = -71.76$$

$$3.25M_3 + 9.66M_4 + 1.58M_5 = -71.76$$

$$1.58M_4 + 9.96M_5 + 3.4M_6 = -81.09$$

$$3.4M_5 + 13.6M_6 + 3.4M_7 = -147.39$$

$$3.4M_6 + 6.8M_7 = -73.69$$

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -6.8532 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = -7.9671 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -4.6283 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -5.0024 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -4.9612 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = -4.7956 \text{ kn.m}$$

$$M_6 = -7.91.93 \text{ kn.m}$$

$$M_7 = -6.8771 \text{ kn.m}$$

▪ **Moment sur travées :**

$$Mt_{(0,1)} = 3.656 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(1,2)} = 4.604 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(2,3)} = -2.471 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(3,4)} = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(4,5)} = -2.535 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(5,6)} = 4.536 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(6,7)} = 3.445 \text{ KN.m}$$

▪ **Efforts tranchants :**

$$\text{Travée (0,1)} : \begin{cases} T_w = 12,422 \text{ KN} \\ T_e = -13,077 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (1,2)} : \begin{cases} T_w = 13,732 \text{ KN} \\ T_e = -11,768 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2,3)} : \begin{cases} T_w = 5,688 \text{ KN} \\ T_e = -6,161 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3,4)} : \begin{cases} T_w = 12.200 \text{ KN} \\ T_e = -12,174 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4,5)} : \begin{cases} T_w = 6,029 \text{ KN} \\ T_e = -5,820 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5,6)} : \begin{cases} T_w = 11,831 \text{ KN} \\ T_e = -13,668 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6,7)} : \begin{cases} T_w = 13,056 \text{ KN} \\ T_e = -12,443 \text{ KN} \end{cases}$$

**d-2- Calcul à L'ELS**  
**Calcul des efforts**

- Moments aux appuis

$$6.8M_0+3.4M_1=-52.83$$

$$3.4M_0+13.6M_1+3.4M_2=-105.66$$

$$3.4M_1+9.96M_2+1.58M_3=-58.13$$

$$1.58M_2+9.66M_3+3.25M_4=-51.44$$

$$3.25M_3+9.66M_4+1.58M_5=-51.44$$

$$1.58M_4+9.96M_5+3.4M_6=-58.13$$

$$3.4M_5+13.6M_6+3.4M_7=-105.66$$

$$3.4M_6+6.8M_7=-52.83$$

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -4.9306 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = -5.6770 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -3.4378 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -3.5563 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -3.5859 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = -3.3179 \text{ kn.m}$$

$$M_6 = -5.7113 \text{ kn.m}$$

$$M_7 = -4.9135 \text{ kn.m}$$

- En travées

$$Mt_{(0,1)} = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(1,2)} = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(2,3)} = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(3,4)} = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(4,5)} = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(5,6)} = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{(6,7)} = 2.46 \text{ KN.m}$$

▪ Efforts tranchants

$$\text{Travée (0,1)} : \begin{cases} T_w = 8.92 \text{ KN} \\ T_e = -9.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (1,2)} : \begin{cases} T_w = 9.79 \text{ KN} \\ T_e = -8.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2,3)} : \begin{cases} T_w = 4.17 \text{ KN} \\ T_e = -3.55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3,4)} : \begin{cases} T_w = 8.72 \text{ KN} \\ T_e = -8.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4,5)} : \begin{cases} T_w = 4.41 \text{ KN} \\ T_e = -4.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5,6)} : \begin{cases} T_w = 8.43 \text{ KN} \\ T_e = -9.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6,7)} : \begin{cases} T_w = 9.37 \text{ KN} \\ T_e = -8.9 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérifications de la méthode de calcul dans la deuxième travée continu**

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } Q = 1,62 \text{ KN/m} \\ 2 G = 7,514 \text{ KN/m} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\Longrightarrow$  Condition vérifiée

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,4}{3,2} = 1.06 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,2}{3,4} = 0,94 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

## Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

- **Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99)**

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

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $L$  que la travée considérée et soumise au mêmes charges (moment isostatique)  
 $M_w, M_e$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

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

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

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05 ; (1+0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2} \right\}$$

$$M_T \geq \frac{1+0,3 \alpha}{8} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

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

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

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

## 2 - Application de la méthode forfaitaire

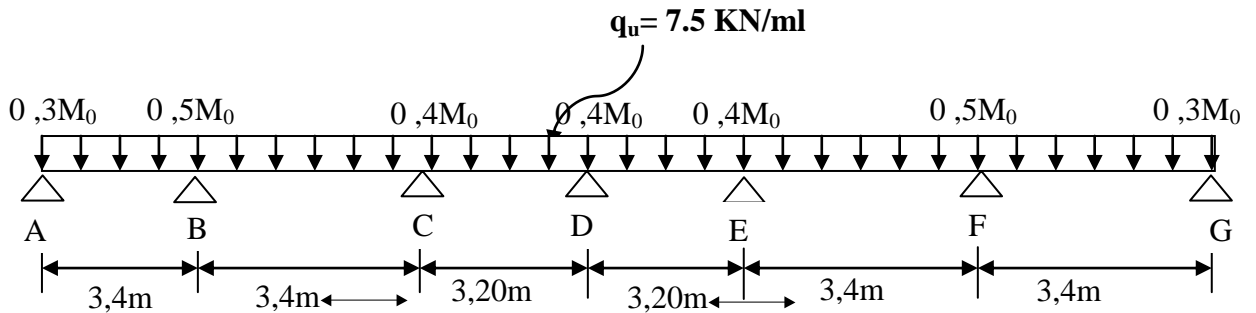
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1,62}{1,62 + 3,757} = 0,3 \quad 0 \leq 0,3 \leq \frac{2}{3}$$

condition vérifié

**Calcul à l'ELU**

$$q_u = 7,5 \text{ KN/ml}$$



**Calcul des moments fléchissant**

• **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2) / 8 = 9.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2) / 8 = 9.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_u \times l_{EF}^2) / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = (q_u \times l_{FG}^2) / 8 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10.83 = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 10.83 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 10.83 = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 10.83 = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 10.83 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 10.83 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{06} = 0,3 \times 10.83 = 3.24 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées**

**Etude de la travée AB** (travée de rive)

$$- M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{01}; (1+0,3\alpha)M_{01}] - (M_A + M_B) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq \max[11.37; 11.8] - (3.24 + 5.41) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq 11.8 - 4.32 = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 6.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 7.47 \text{ KN.m}$$

**Etude de la travée BC** (travée intermédiaire)

- $M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B+M_C)/2$   
 $M_t^{BC} \geq \max [11.37 ; 11.8] - (5.41+4.33)/2$   
 $M_t^{BC} \geq 11.8-4.87= 6.93 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02}= 5.9 \text{ KN.m}$   
 On prend :  $M_t^{BC}=6.93 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée CD** (travée intermédiaire)

- $M_t^{CD} \geq \max [1,05M_{03}; (1+0,3\alpha)M_{03}] - (M_C+M_D)/2$   
 $M_t^{CD} \geq \max [10.08 ; 10.46] - (4.33+4.33)/2$   
 $M_t^{CD} \geq 10.46-4.33= 6.13 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03}= 5.23 \text{ KN.m}$   
 On prend :  $M_t^{CD}=6.13 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée DE** (travée intermédiaire)

- $M_t^{DE} \geq \max [1,05M_{04}; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D+M_E)/2$   
 $M_t^{DE} \geq \max [10.08 ; 10.46] - (4.33+4.33)/2$   
 $M_t^{DE} \geq 10.46-4.33= 6.13 \text{ KN.m}$
- $M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04}= 5.23 \text{ KN.m}$   
 On prend :  $M_t^{DE}=6.13 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée EF** (travée intermédiaire)

- $M_t^{EF} \geq \max [1,05M_{05}; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E+M_F)/2$   
 $M_t^{EF} \geq \max [11.37 ; 11.8] - (4.33+5.41)/2$   
 $M_t^{EF} \geq 11.8-4.87= 6.93 \text{ KN.m}$
- $M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05}= 5.9 \text{ KN.m}$   
 On prend :  $M_t^{EF}=6.93 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée FG** (travée de rive)

- $M_t^{FG} \geq \max [1,05M_{06}; (1+0,3\alpha)M_{06}] - (M_F+M_G)/2$   
 $M_t^{FG} \geq \max [11.37 ; 11.8] - (5.41+3.24)/2$   
 $M_t^{FG} \geq 11.8-4.32=7.48 \text{ KN.m}$
- $M_t^{FG} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06}=6.98 \text{ KN.m}$   
 On prend :  $M_t^{FG}=7.48 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants**  
**Travée AB**

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(7,5 \times 3,4)/2] + [(-5,41) - (-3,24)]/3,4 = 12,11 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-7,5 \times 3,4)/2] + [(-5,41) - (-3,24)]/3,4 = -13,38 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(7,5 \times 3,4)/2] + [(-4,33) - (-5,41)]/3,4 = 13,06 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-7,5 \times 3,4)/2] + [(-4,33) - (-5,41)]/3,4 = -12,43 \text{ KN}$$

**Travée CD**

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(7,5 \times 3,2)/2] + [(-4,33) - (-4,33)]/3,2 = 12 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-7,5 \times 3,2)/2] + [(-4,33) - (-4,33)]/3,2 = -12 \text{ KN}$$

**Travée DE**

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(7,5 \times 3,2)/2] + [(-4,33) - (-4,33)]/3,2 = 12 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-7,5 \times 3,2)/2] + [(-4,33) - (-4,33)]/3,2 = -12 \text{ KN}$$

**Travée EF**

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(7,5 \times 3,4)/2] + [(-5,41) - (-4,33)]/3,4 = 12,43 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-7,5 \times 3,4)/2] + [(-5,41) - (-4,33)]/3,4 = -13,06 \text{ KN}$$

**Travée FG**

$$T_F = [(q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [(7,5 \times 3,4)/2] + [(-3,24) - (-5,41)]/3,4 = 13,38 \text{ KN}$$

$$T_G = [(-q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-7,5 \times 3,4)/2] + [(-3,24) - (-5,41)]/3,4 = -12,11 \text{ KN}$$

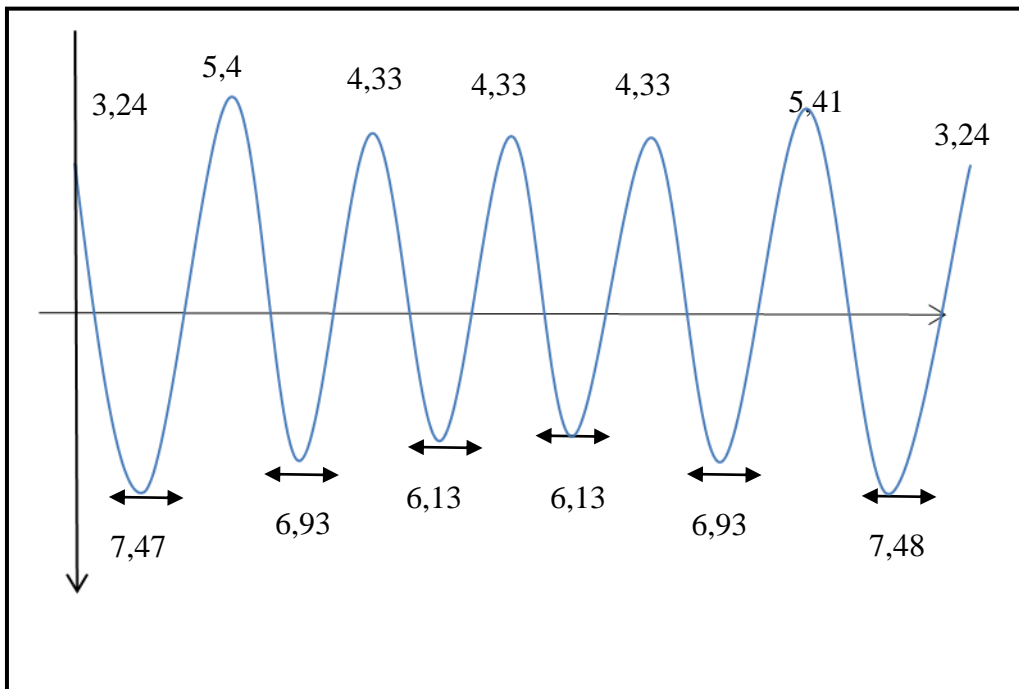


Figure III.2.2 diagramme des moments fléchissant

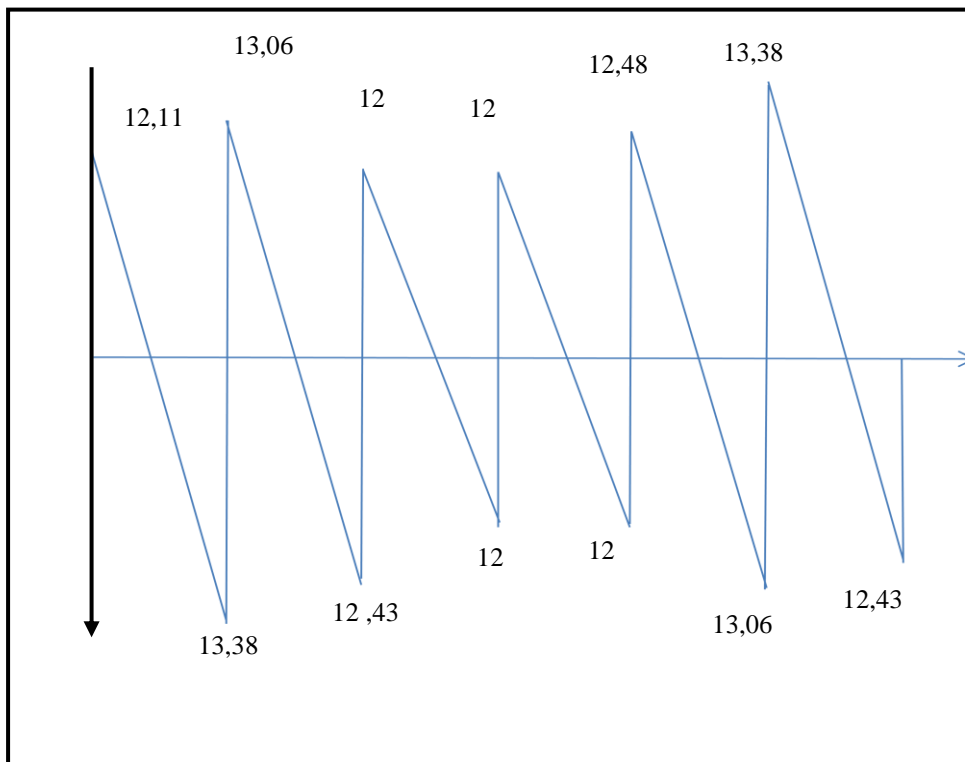


Figure III.2.3 Diagramme des efforts interne

**Calcul des armatures**

**1-Armatures longitudinales**

• **En travées**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 7,48 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b,h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,48 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,48 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,209 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis**

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 5.41 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

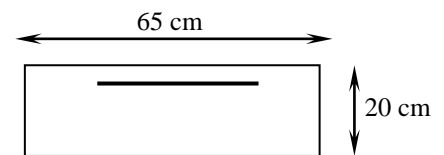
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.41 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,097 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,097 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.41 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

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

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeau



**2- Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\theta_\ell^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø6 avec  $A_t = 2 \text{ Ø}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**3- L'espace entre cadre**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement  $St = 16 \text{ cm}$

**d-2- Vérification**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**  $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- **Aux appuis:**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,38 \times 10}{18 \times 12} = 0,619 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$$\tau_u = 0,619 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313)**

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec:

$A = 0,9.d$ : Longueur d'appui de la bielle

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

$$T_{\max} = 13,38 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.1,313):**

- Au niveau de l'appui intermédiaire:

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

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-5.41}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -33.39 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 13.38 - 33.39 = -20.01 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

**Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3)**

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.38 \times 10}{0,9 \times 18 \times 9,42} = 0,876 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23)**

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

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

$$\frac{L_s}{\phi} = 35 \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

Pour  $\phi = 10 \text{ mm}$  ,  $L_s = 35 \text{ cm}$  et  $L_a = 0,4 L_s = 14 \text{ cm}$

$L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés.

**d-3- Vérification à L'ELS**

$$q_s = G+Q = 3,757+1,62 = 5,377 \text{ KN/mL}$$

## Calcul des moments fléchissant

## • Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = (q_s \times l_{AB}^2) / 8 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_s \times l_{BC}^2) / 8 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_s \times l_{CD}^2) / 8 = 6,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_s \times l_{DE}^2) / 8 = 6,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_s \times l_{EF}^2) / 8 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = (q_s \times l_{EF}^2) / 8 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,76 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,76 = 3,88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7,76 = 3,1 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 7,76 = 3,1 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 7,76 = 3,1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 7,76 = 3,88 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{06} = 0,3 \times 7,76 = 2,32 \text{ KN.m}$$

## • Calcul des moments en travées :

**Etude de la travée AB:**(travée de rive)

$$- M_t^{AB} \geq \max [1,05M_{01}; (1+0,3\alpha)M_{01}] - (M_A + M_B) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq \max [8,14; 8,45] - (2,32 + 3,88) / 2$$

$$M_t^{AB} \geq 8,45 - 3,1 = 5,35 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 5 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 5,35 \text{ KN.m}$$

**Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \geq \max [1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B + M_C) / 2$$

$$M_t^{BC} \geq \max [8,14; 8,45] - (3,88 + 3,1) / 2$$

$$M_t^{BC} \geq 8,45 - 3,49 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{BC} = 4,96 \text{ KN.m}$$

**Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \geq \max [1,05M_{03}; (1+0,3\alpha)M_{03}] - (M_C + M_D) / 2$$

$$M_t^{CD} \geq \max [7,22; 7,49] - (3,1 + 3,1) / 2$$

$$M_t^{CD} \geq 7,49 - 3,1 = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{CD} = 4,39 \text{ KN.m}$$

**Etude de la travée DE :(travée intermédiaire)**

$$\begin{aligned}
 - M_t^{DE} &\geq \max [1,05M_{04};(1+0,3 \alpha )M_{04}]- (M_D+M_E)/2 \\
 M_t^{DE} &\geq \max [7.22 ; 7.49] - (3.1+3.1)/2 \\
 M_t^{DE} &\geq 7.49-3.1= 4.39 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{04}= 3.74 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE}=4.39 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée EF :(travée intermédiaire)**

$$\begin{aligned}
 - M_t^{DE} &\geq \max [1,05M_{05};(1+0,3 \alpha )M_{05}]- (M_E+M_F)/2 \\
 M_t^{DE} &\geq \max [8.14 ; 8.45] - (3.1+3.88)/2 \\
 M_t^{DE} &\geq 8.45-3.49= 4.96 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_{05}= 4.22 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG}=4.96 \text{ KN.m}$

**Etude de la travée FG:(travée de rive)**

$$\begin{aligned}
 - M_t^{EF} &\geq \max [1,05M_{06};(1+0,3 \alpha )M_{06}]- (M_F+M_G)/2 \\
 M_t^{EF} &\geq \max [8.14 ; 8.45] - (3.88+2.32)/2 \\
 M_t^{EF} &\geq 8.45-3.1=5.35 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$- M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} M_{06}= 5 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF}=5.35 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(5,377 \times 3.4)/2] + [(-3.88) - (-2.32)]/3.4 = 8.68 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-5.377 \times 3.4)/2] + [(-3.88) - (-2.32)]/3.4 = -9.59 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5.377 \times 3.4)/2] + [(-3.1) - (-3.1)]/3.4 = 9.14 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5.377 \times 3.4)/2] + [(-3.1) - (-3.1)]/3.4 = -9.14 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = [ (q_s \times l_{CD}) / 2 ] + [(M_D - M_C) / l_{CD}]$$

$$T_C = [(5.377 \times 3.2) / 2] + [(-3.1) - (-3.1)] / 3.2 = 9.14 \text{ KN}$$

$$T_D = [ (-q_s \times l_{CD}) / 2 ] + [(M_D - M_C) / l_{CD}]$$

$$T_D = [(-5.377 \times 3.2) / 2] + [(-3.1) - (-3.1)] / 3.2 = -9.14 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = [ (q_s \times l_{DE}) / 2 ] + [(M_E - M_D) / l_{DE}]$$

$$T_D = [(5.377 \times 3.2) / 2] + [(-3.1) - (-3.1)] / 3.2 = 9.14 \text{ KN}$$

$$T_E = [ (-q_s \times l_{DE}) / 2 ] + [(M_E - M_D) / l_{DE}]$$

$$T_E = [(-5.377 \times 3.2) / 2] + [(-3.1) - (-3.1)] / 3.2 = -9.14 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$T_E = [ (q_s \times l_{EF}) / 2 ] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_E = [(5.377 \times 3.4) / 2] + [(-3.88) - (-3.1)] / 3.4 = 8.91 \text{ KN}$$

$$T_F = [ (-q_s \times l_{EF}) / 2 ] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_F = [(-5.377 \times 3.4) / 2] + [(-3.88) - (-3.1)] / 3.4 = -9.37 \text{ KN}$$

**Travée FG :**

$$T_G = [ (q_s \times l_{FG}) / 2 ] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_G = [(5.377 \times 3.4) / 2] + [(-2.32) - (-3.88)] / 3.4 = 9.59 \text{ KN}$$

$$T_G = [ (-q_s \times l_{FG}) / 2 ] + [(M_F - M_E) / l_{EF}]$$

$$T_G = [(-5.377 \times 3.4) / 2] + [(-2.32) - (-3.88)] / 3.4 = -8.68 \text{ KN}$$

- **Vérification de la résistance à la compression du béton**

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec  $M_a^{sh} = 6,606 \times 0,715 = 4,723 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4,723 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 190,78 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,039 \times 190,78 = 7,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,44 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K = 0,0507 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec :  $M_t^s = 5.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{5,35 \times 10^3}{0,857 \times 18 \times 2,3} = 150.79 \text{ MPa} < 348 \text{ ok}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0507 \times 150.79 = 7.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,64 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

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

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

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

Nous avons :  $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16}$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

• **Calcul de la flèche**

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

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$ )

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

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

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

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

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

Avec :  $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

• **Calcul des paramètres**

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

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,36 \times 18)$$

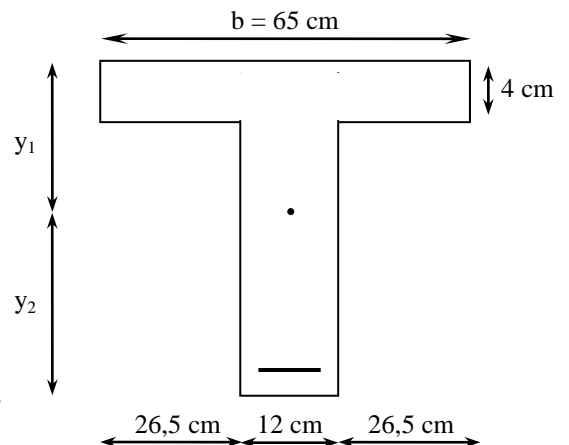
$$S_{xx'} = 3461,2 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,36) = 1017,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3461,2}{1017,4} = 3,4 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 3,4 = 16,59 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 11913,96 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 150.79 \text{ MPa}$

• **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 150.79 + 2,1} ; 0 \right) = 0,576$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0109} = 1,508$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 19913,96}{1 + (0,574 \times 1,508)} = 11741.177 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,35 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,865 \times 11741.177 \times 10^4} = 6,73 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$f = 6.73 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée

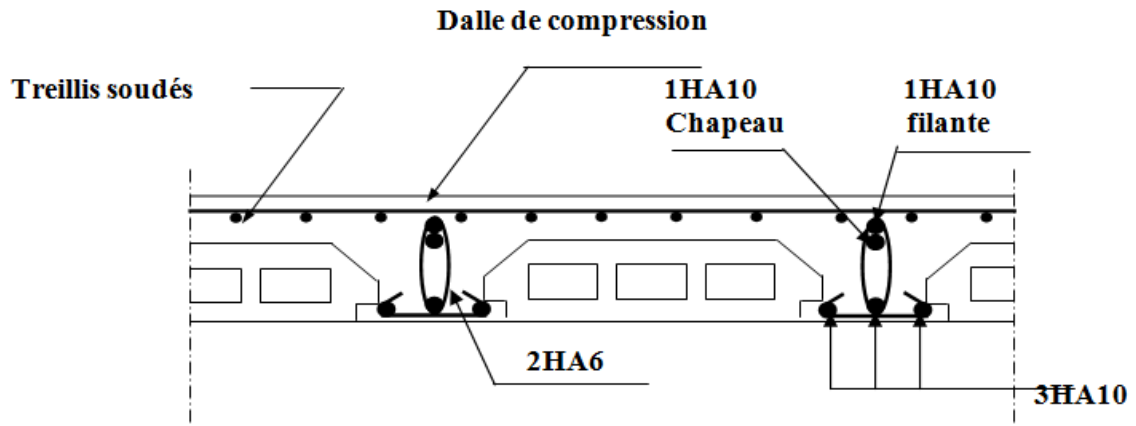


Fig III-2-4) plancher de ferrailage du plancher

III-3) Calcul du balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher ; le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Avec  $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : La largeur de la console

$e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$

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

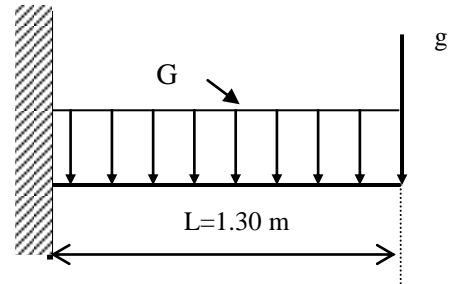


Figure. III.3.1

III-3-1 Schéma statique : représenté dans la figure (III.3 .1)

III-3-2 Calcul des efforts

Charges et surcharges revenant à la dalle

• Charges permanentes :

Revêtement en carrelage (2cm)	0,44 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose : (3cm)	0,4KN/m <sup>2</sup>
Pois propre de la dalle : (15cm)	3,75KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment : (2cm)	0,4KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable : (3cm)	<u>0,54KN/m<sup>2</sup></u>
Charges revenant a la dalle pleine (Balcon):G=5,53KN/m <sup>2</sup> G=5,53KN/m <sup>2</sup>	

• Charge d'exploitation

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante :  $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

brique creuse (10cm)  $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ kn/m}^2$

enduit extérieur (couche de sable 0.03cm)  $0.03 \times 18 = 0.54$

enduit intérieur (couche de sable 0.03cm)  $0.03 \times 18 = 0.54$

$g = 1.98 \text{ kn/m}^2$

**III-3-3 Combinaisons des charges**

**a - Combinaisons de charge à l'E L U**

Pour la dalle :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m$

$q_u = 12.71 \text{ KN/m}$

Main courante :  $C_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps :  $g_u = 1,35 \times 1,98 = 2,67 \text{ KN/m}$

**b - Combinaison de charge à l'ELS**

La dalle :  $q_s = Q + G$

$q_s = 9,03 \text{ KN/m}$

Main courante :  $C_s = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps :  $g_s = 1,98 \text{ KN/m}$

**III-3-4 Ferrailage**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Figure III.3.2

Soit  $e$  : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

**1-Calcul à l'ELU**

$N_u = C_{u1} = 1,5 \text{ KN/ml}$  (effort de compression)

**•Le moment total aura pour valeur**

$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 + g_u \times l + C_u \times l$

$M_u = 12,71 \times (1,3)^2 / 2 + 2,67 \times 1,3 + 1,5 \times 1 = 15,71 \text{ KN ml.}$

**•Détermination du centre de pression**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15,71}{1,5} = 10,47 \text{ m}$

$h/2 - c = 15/2 - 3 = 0,045 \text{ m}$

$$\Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

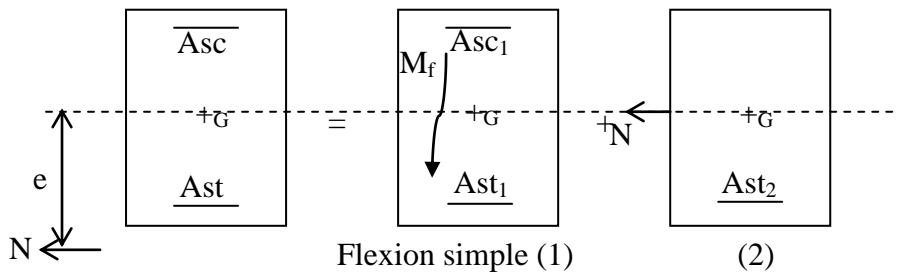


Figure III.4.3

Avec :  $Asc_1 = Asc$ .

• Calcul des armatures en flexion simple

-Moment fictif

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

$$M_f = 1,5 (10,47 - (0,5 \times 0,15) + 0,03) = 15,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,63 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu_b = 0,076 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA d'où } Asc = 0$$

$$\mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,96$$

-Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta x d \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{15,63 \times 10^3}{0,96 \times 12 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 3,89 \text{ cm}^2$$

• Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures

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

$$A_s = 3,89 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 20 cm.

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA10 = 3.94 cm<sup>2</sup>/ml avec: St = 20cm

**III-3-5- Vérification à l'ELU**

**a -Condition de non fragilité (B.A.E.L 91-Art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b- Espacement des barres**

-Armatures principales  $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 20\text{cm}$

- Armatures de répartition  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 20\text{cm}$

}  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**c- Vérification de l'ancrage**

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm} > e = 20 \text{ cm.}$$

On prévoit des crochets.

$L_r = 0,4 L_s = 16,92 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 17\text{cm}$

**d- Vérification au cisaillement**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,71 \times 1,3 + 2,67 = 19,19 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{19,19 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{uadm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e - Vérification de l'adhérence des barres**

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

Avec  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{19,19 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,94 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### f - Vérification des contraintes à l'ELS

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + G_1 \times l + C_s \times H$$

$$M_s = \frac{9,03 \cdot 1,3^2}{2} + 1,3 \times 1,98 + 1 \times 1 = 11,2 \text{ KN.m}$$

#### • Vérification des contraintes dans le béton

Il n'est pas nécessaire de faire des vérifications des contraintes à l'ELS dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{On a : } \mu_s = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,2 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,63} = 0,0038 \rightarrow \alpha = 0,3 \rightarrow \beta = 0,9$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,71}{11,2} = 1,4$$

$$\alpha = 0,3 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration étant préjudiciable ; on vérifie que:

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

$\eta = 1,6$  ; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min ( 266, 67; 201, 63 ) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201, 63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,326$$

On a :  $\rho_1 = 0,326$  ; et d'après le tableau :  $\beta_1 = 0,910$

$$\beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 85 \quad \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 201} = 40,558 \text{ MPa}$$

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

### •Vérification de la flèche

SI les conditions suivant sont vérifiées alors il n ya pas lieu de vérifier la flèche:

$$e/l \geq 1/16 \quad 15/130 = 0,115 \geq 1/16 = 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$e/l \geq M_t / 10M_0 \quad 15/130 = 0,115 \geq 11,2 / 10 \times 13,17 = 0,085 \quad \text{CV}$$

$$A / bd \leq 4,2 / f_e \quad 3,94 / 100 \times 12 = 0,0032 \leq 4,2 / 400 = 0,0105 \quad \text{CV}$$

### CONCLUSION

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

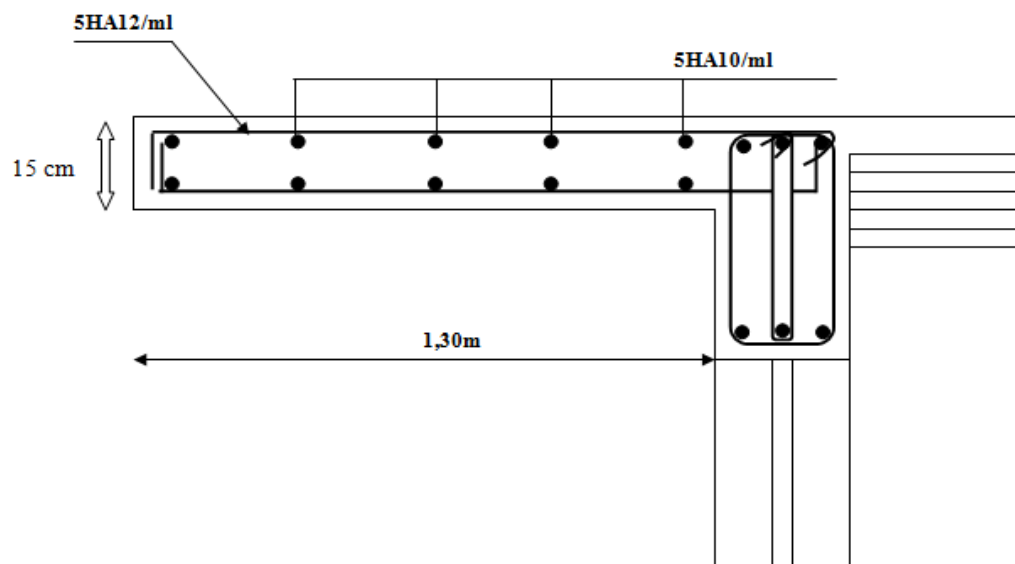


Figure. III.3.3.Ferraillage du balcon

### III.4 ETUDE DE L'ASCENSEUR

Notre immeuble est muni d'une seule cage d'ascenseur, la vitesse d'entraînement  $V=1$  m/s et une dalle pleine de surface égale à  $2,61\text{m}^2$  ( $1,54 \times 1,70$ ).

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9tonnes.

#### III.4.1 Dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle**

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,54}{1,70} = 0,9 ; \quad 0,4 < \rho = 0,86 < 1$$

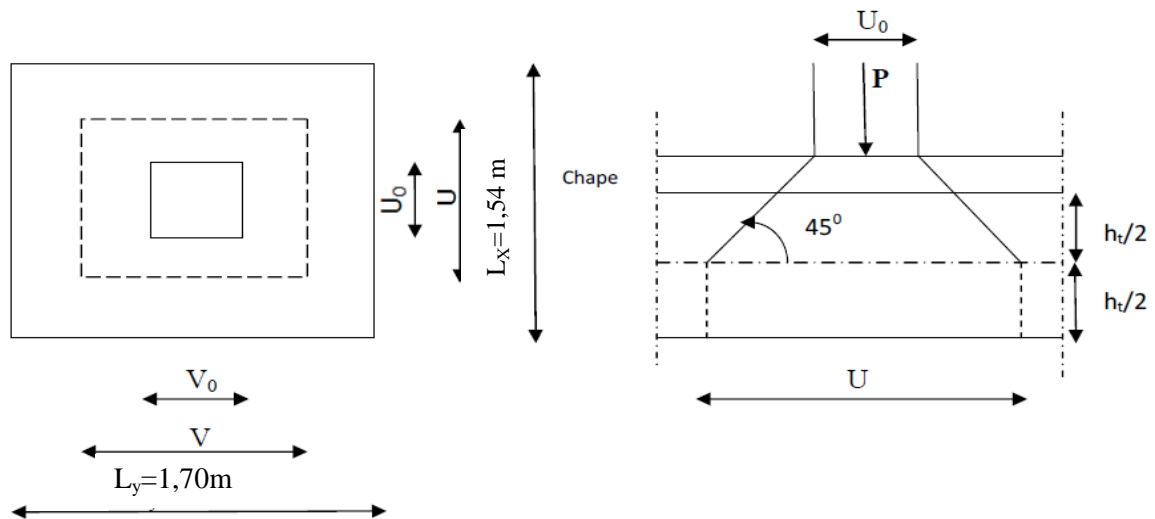
Donc, la dalle travaille dans les deux sens.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{154}{30} = 5.13\text{cm}$$

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur :  **$h_t = 15\text{cm}$** .

- **Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion)**



**Fig III-4-1** Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

$$U = U_0 + e.K + h_0$$

$$V = V_0 + e.K + h_0$$

Avec

**e** : Epaisseur du revêtement (**e** = 4cm)

**h** : hauteur de la dalle (**h** = 15cm)

**K**: Revêtement aussi solide que le béton (**K** = 2).

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$  (côté du rectangle dans laquelle **q** est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105\text{cm.} \\ V = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105\text{cm.} \end{cases}$$

### c) Calcul des efforts

- Les moments  $M_x, M_y$  dû au système de levage

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\Rightarrow$

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right\}$$

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

### Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{154}{170} = 0,9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{154} = 0,68 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{170} = 0,62 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.077 \text{ et } M_2 = 0,062$$

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

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,077 = 9,355 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,062 = 7,533 \text{ KNm}$$

d) Les moments dûs aux poids propre de la dalle pleine ( $M_{x2}$  et  $M_{y2}$ )

$$\mu_x = 0,0458$$

$$\mu_y = 0,778$$

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

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

$$\text{Poids de la dalle: } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times (1,54)^2 = 0,712 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,712 = 0,554 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,355 + 0,712 = 10,067 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,533 + 0,554 = 8,087 \text{ KN.m}$$

## 5.2 Ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

## ○ Dans le sens de la petite portée X-X

## • Aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,067 = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,02 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,02 \cdot 10^3}{0,732 \times 13 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

## • En travée

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,067 = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,55 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,55 \cdot 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 20 cm

○ Dans le sens de la grande portée Y-Y

• En travée

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,087 = 6,873 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,873 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,873 \cdot 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 20 cm

4.2 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

$$\rho_x = \frac{A_{st}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

$\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction :  $\rho_0 = 0,80 \text{ ‰}$

$$A_{ST} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - \frac{154}{170}) = 1,256 \text{ cm}^2$$

$A_{ST} = 3,92 \text{ cm}^2 \geq 1,256 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée dans les deux sens .

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)

• Sens principale (xx):

-Armatures supérieurs:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

-Armatures inférieurs:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{CV}$$

• -Sens secondaire (yy):

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

## c) Condition de non poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm}=4,20\text{m}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{15 \times 10^3}{1,5} = 283,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < Q = 283,5 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

## d) Vérification des contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a  $U = V$ , alors :

- Sens X-X:

$$T_{\max} = Vu = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57t$$

- Sens Y-Y :

$$T_{\max} = Vu = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 28,57t$$

on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right);$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

**4-3 Vérification à l'ELS****Calcul des moments**

- Moments engendrés par le système de levage

$$M_1 = 0,077; M_2 = 0,062$$

$$M_{X1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{Y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = G = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{X1} = 90(0,077 + 0,2 \times 0,062) = 8,046 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 90(0,062 + 0,2 \times 0,077) = 6,966 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,9 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (1,54)^2 = 0,595 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2} = 0,846 \times 0,595 = 0,503 \text{ KN.m.}$$

### Superposition des moments au centre de panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,046 + 0,595 = 8,64 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,96 + 0,503 = 7,46 \text{ KN.m.}$$

#### a) Ferrailage

##### -sens de la petite portée X-X

- **Aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,64 = 2,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,59 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,59 \cdot 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 avec un écartement de 20cm

- **En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,64 = 7,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,34 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0304 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,34 \cdot 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 avec un écartement de 20cm

**-Dans le sens de la grande portée Y-Y**

• **Aux appuis**

$$M_t = 0, 3 \times M_y = 0, 3 \times 7.46 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 avec un écartement de 20cm

• **En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,46 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,34 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,34 \cdot 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 avec un écartement de 20cm

**Conclusion:**

Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

**Vérification de la Contrainte de compression dans le béton**

**-Sens x-x**

- **Aux appuis**  $M_a = 2,59 \text{ KN.m}$  .

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301 \quad \Rightarrow \quad k = 42.47 \text{ et } \beta = 0.913.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,59 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 3.92 \times 10^2} = 54.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{54.35}{42.47} = 1.27$$

$$1027 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

- **En travée**       $Mt = 7,34 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301 \quad \Rightarrow \quad k = 42.47 \text{ et } \beta = 0.913.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{7,34 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 3.92 \times 10^2} = 154.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{154.04}{42.47} = 3.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV.}$$

**Sens y-y**

- **En travée**       $Mt = 2.24 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301 \quad \Rightarrow \quad k = 42.47 \text{ et } \beta = 0.913.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{2.24 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 3.92 \times 10^2} = 47.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{47.01}{42.47} = 1.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV.}$$

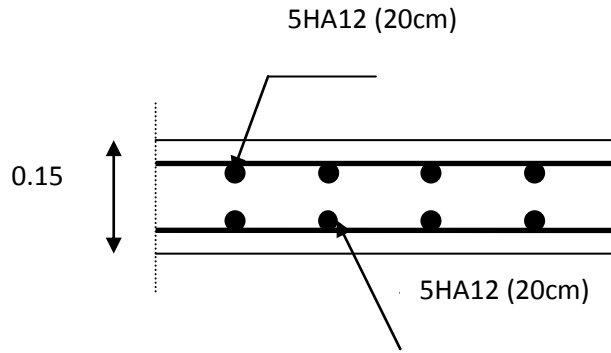
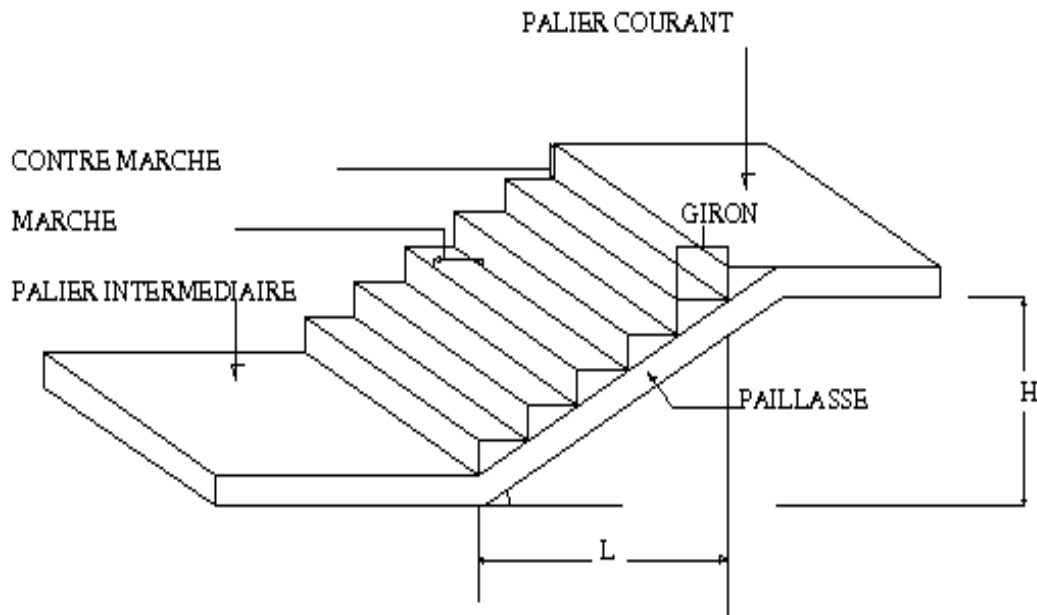


Figure III.4.2 ferrailage de la dalle de la salle machine.

**Calcul des escaliers**

Notre bâtiment est menu d'une seule cage d'escaliers ,Il souffrit juste de calculer une seule volée de grande portée(la plus défavorable) et adopté le même ferrailage pour les autres volées.



**FigIII.5.1**schéma représentatif des escaliers

**Notations utilisées**

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

$e_p$  : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

**III-5.1 Dimensionnement**

- **Détermination du nombre de marches et contre marches**

pour la dimension des marches et contre marche; on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

avec:

h: hauteur de la contre marche.

g: longueur de la marche.

- nombre de marches

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

Avec : (n-1) : Nombre des marches

n : Nombre des contre marches

$$\text{On a: } 16,5\text{cm} < h < 17,5\text{cm}$$

$$25\text{cm} < G < 31\text{cm}$$

$$\text{On opte pour : } h = 17\text{cm}$$

$$H = 153\text{cm}$$

$$n = 153/17 = 9 \longrightarrow \text{nombre de contre marches } n = 9$$

Nombre de marche :

$$n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches dans une volée}$$

$$G = L / (n - 1) = 2.2 / 8 = 28 \longrightarrow G = 28$$

-Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 28 + 2 \times 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

- **Calcul de la longueur de la volée**

$$\text{tg} \alpha = H / L = 1.33 / 2.2 = 0,604$$

$$\Rightarrow \alpha = 31.15^\circ, \cos \alpha = L_{vp} / L_v = 0,85$$

$L_v$ : longueur de la volée

$L_{vp}$ : Longueur de volée projetée

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos \alpha} = \frac{2.2}{0,85} = 2.59 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.59 + 1.8 = 4.39 \text{ m}$$

- **détermination de l'épaisseur de la paille**

L'épaisseur du palier et de la paille ( $e_p$ ) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$L_0$  : Longueur de palier et de la paille

$$\frac{439}{30} \leq e_p \leq \frac{439}{20}$$

$$\Rightarrow 14.63 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.95 \text{ cm}$$

Nous prenons:  $e_p = 18 \text{ cm}$

- **Détermination des charges de calcul**

L'état se fait en flexion simple pour une bonde de 1m d'embranchement concédèrent que l'escalier est horizontale et une longueur total  $L=4.39\text{m}$

### Charges permanent

- **La volée**

Poids des marches  $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/ml}$

Poids de la volée  $25 \times 0,18 / \cos 31.15 = 5.29 \text{ KN/ml}$

Poids de carrelage  $0.44 \text{ KN/ml}$

Poids des gardes corps  $0,20 \text{ KN/ml}$

couche de sable  $0.54 \text{ KN/ml}$

enduit ciment  $0.4 \text{ KN/ml}$

$$G = 8.995 \text{ KN/ml}$$

- **Le palier**

Poids de la dalle  $0,20 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements  $0,44 \text{ KN/ml}$

couche de sable  $0,54 \text{ KN/ml}$

enduit ciment  $0,4 \text{ KN/ml}$

$$G = 6,38 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation du palier  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation du volée  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison de charges**

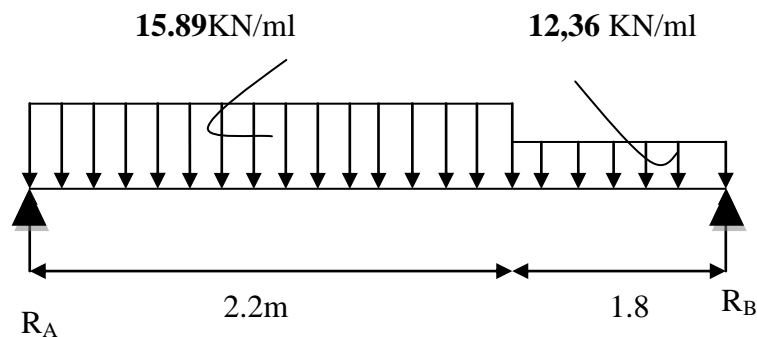
**E L U**

$$q_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 1$$

$$\text{La volée : } q_{u2} = (1,35 \times 8,995 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1 = 15,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_{u1} = (1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

**Détermination des efforts internes à l'ELU**



**FigIII.5.2** schéma statique d'escalier du RDC a l'ELU

D'après les formules de RDM

$$R_A + R_B = 57,20 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow 15,89 \times 2,2 \times 1,1 + 12,36 \times 1,8 \times 3,1 = 4R_B$$

**Donc:**  $R_A = 26,85 \text{ KN}$

$$R_B = 30,34 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2.2$  m**

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(0) = 26.89 \text{ KN}$$

$$T(2.2) = -8.10 \text{ KN}$$

$$T(x) = -15.89x + 26.85$$

$$x = 1.69 \text{ m pour } T(x) = 0$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :  $2.2 \text{ m} \leq X \leq 4 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot 2.2 - q_{u2} (x - 2.2)$$

$$T(x) = 26.85 - 15.89x + 12.36(x - 2.2)$$

$$T(2.2) = -8.10 \text{ KN}$$

$$T(4) = -30.35 \text{ KN}$$

- **Calcul de moment fléchissant**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2.2 \text{ m}$**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot x^2 / 2$$

$$M(x) = 26.85 \cdot x - 15.89 \cdot x^2 / 2$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2.2) = 20.62 \text{ KN.m}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :  $2.2 \leq X \leq 4 \text{ m}$**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot 2.2(x - 2.2/2) - q_{u2} \cdot ((x - 2.2)^2 / 2)$$

$$M(x) = 26.85 \cdot x - 34.95(x - 2.2/2) - 12.36 \cdot ((x - 2.2)^2 / 2)$$

$$M(x=2.2) = 20.62 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4) = -14 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment aux appuis et en travée**

**Le moment max**

$$T(x)=0 \quad Mz=M_{max}$$

$$T(x)=0 \quad 26.85 x - 15.89 x^2/2$$

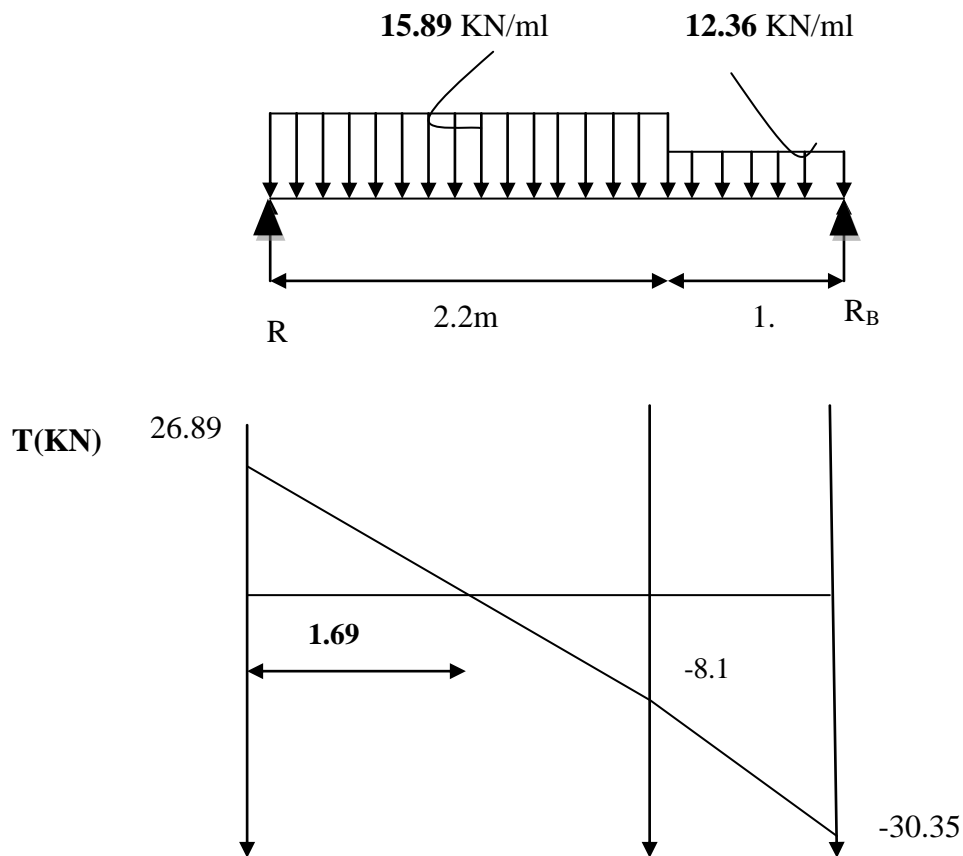
$$M_u^{max} = 22.68 \text{KN.m}$$

**Le moment aux appuis**

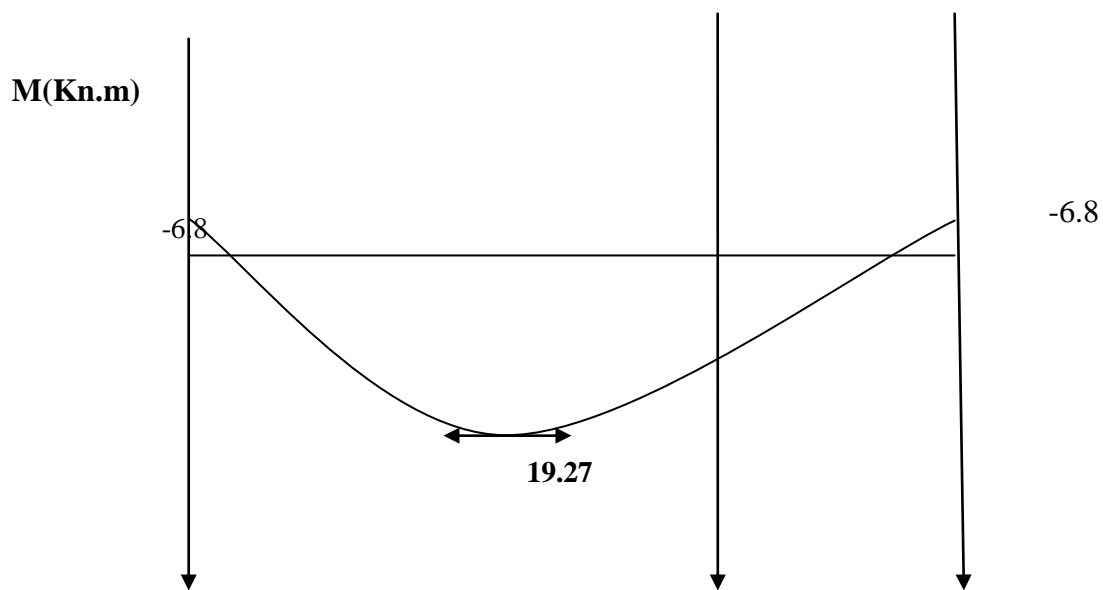
$$M_{u \text{ app}} = (-0, 3) M_u^{max} = (-0, 3) \cdot 22.68 = -6.8 \text{KN.m}$$

**Le moment en travée**

$$M_{u \text{ t}} = (0, 85) M_u^{max} = (0, 85) \cdot 22.68 = 19.27 \text{KN.m}$$



**Figure III.5.3** Diagrammes des efforts tranchants pour le RDC à L'ELU



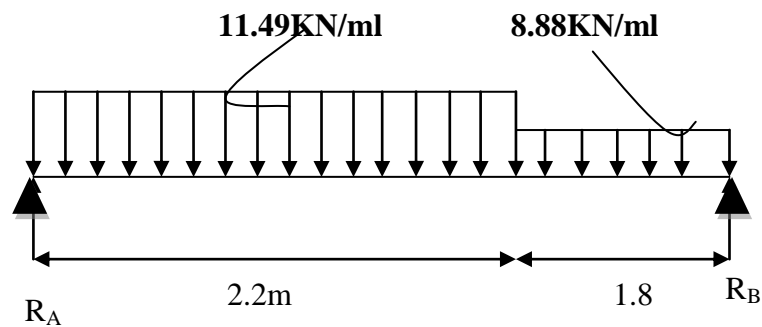
**Figure III.5.4** Diagramme des moments fléchissant en tenant compte des semi encastrement

**E L S:**  $q_s = (G + Q) \times 1m$

La volée :  $q_{s2} = (8.99 + 2,5) \times 1 = 11.49 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_{s1} = (6,38 + 2,5) \times 1 = 8.88 \text{ KN/m}$

**b-3) Détermination des efforts internes à l'ELS :**



**Figure III.5.6** schéma statique d'escalier du RDC a l'ELS

D'après les formules de RDM :

$R_A + R_B = 41.26 \text{ KN.}$

$\sum M /_A = 0 \rightarrow 11.49 \times 2.2 \times 1,1 + 8.88 \times 1.8 \times 3.1 = 4 R_B$

Donc:  $R_A = 19.33 \text{ KN}$

$R_B = 21.93 \text{ KN}$

- **Efforts tranchants**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2.2 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$$

$$T(0) = 19.33 \text{ KN}$$

$$T(2.2) = -5.94 \text{ KN}$$

$$T(x) = 19.33 - 11.49 x$$

$$T(x) = 0 \quad \text{on trouve} \rightarrow x = 1.68 \text{ m}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $2.2 \text{ m} \leq X \leq 4 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot 2.2 - q_{s2} \cdot (x - 2.2)$$

$$T(2.2) = -5.94 \text{ KN}$$

$$T(4) = -21.93 \text{ KN}$$

- **Calcul de moment fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 4 \text{ m}$**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2.2) = 14.72 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.69 \text{ m} \quad M(x=1.69) = 16.25 \text{ KN.m}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $2.2 \leq x \leq 4 \text{ m}$**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot 2.2(x - 2.2/2) - q_{s2} \cdot ((x - 2.2)^2 / 2)$$

$$M(x=2.2) = 14.72 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4) = -10.37 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travées.

### Calcul du moment aux appuis et en travée

#### Le moment max

$$T(x)=0 \quad M_z = M_{\max}$$

$$T(x)=0 \quad x = 1.69 \quad \longrightarrow \quad M(x=1.69) = 16.25 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{\max} = 33.29 \text{ KNm}$$

#### Le moment aux appuis :

$$M_{sapp} = (-0, 3) M_s^{\max} = (-0, 3).16.25 = -4.48 \text{ KN.m}$$

**Le moment en travée**

$$M_{st} = (0, 85) M_s^{\max} = (0, 85).16.25 = 13.81 \text{ KN.m}$$

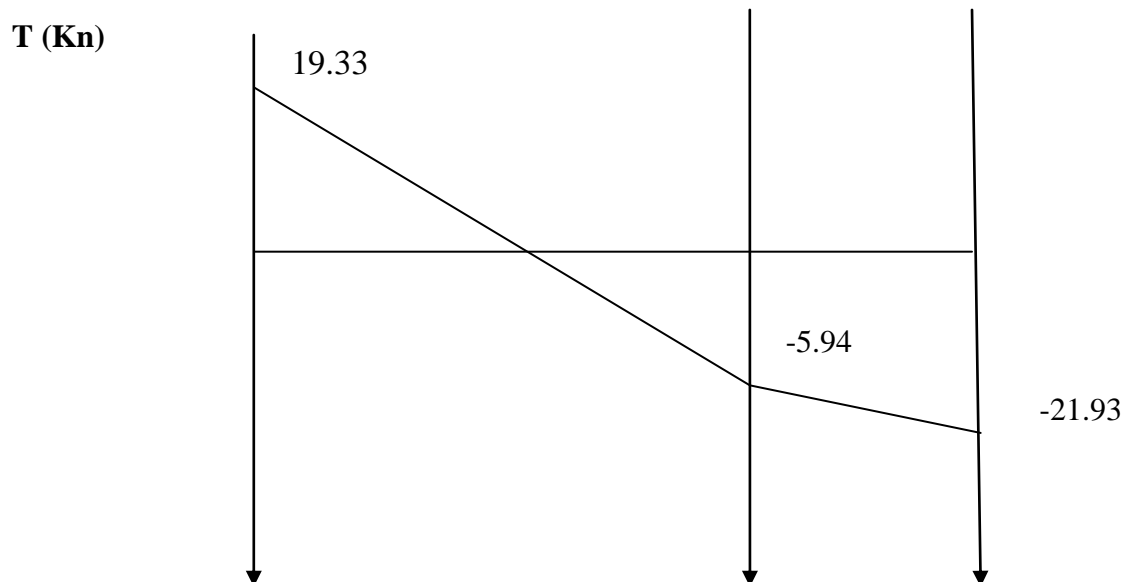
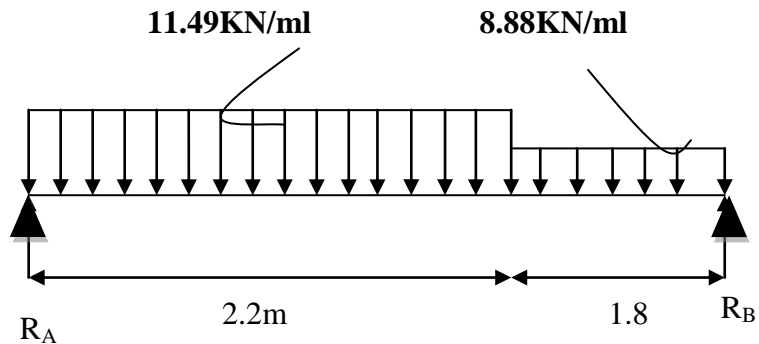
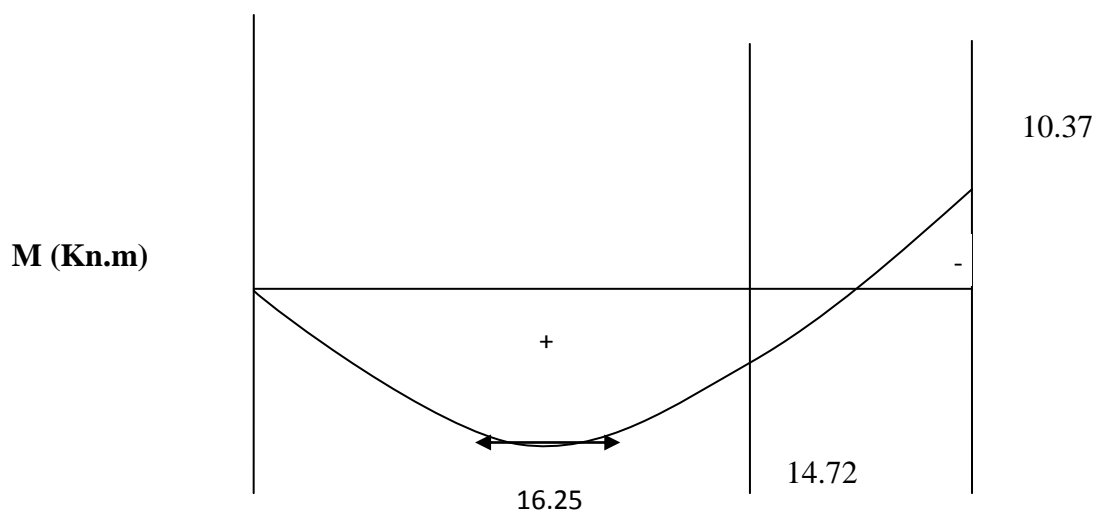
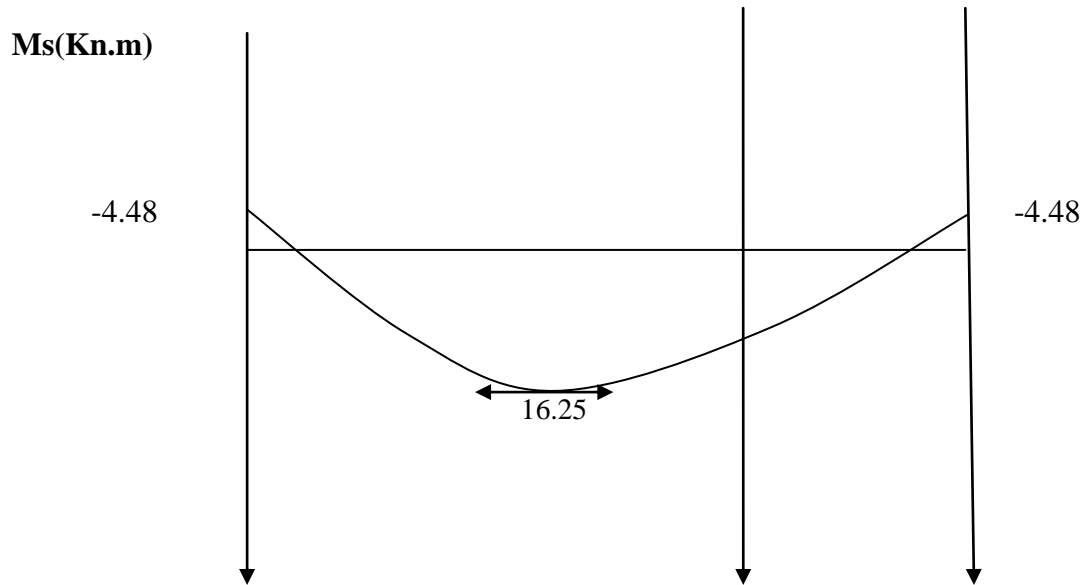


Figure III.5.7 Diagrammes des efforts tranchants a L'ELS



FigIII .5.8 Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS

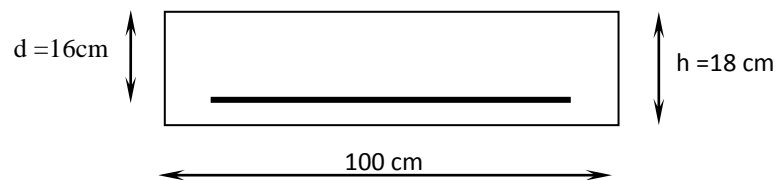


**FigIII.5.9** Diagramme des moments fléchissant en tenant compte des semis encastrement

### III-2-3 Ferrailage à L'ELU

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

- **En travée:**  $M_t = 19.27 \text{ KN.m}$



#### Armatures principales

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{19.27 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{19.27 \times 10^6}{0,972 \times 160 \times 348} = 356.05 \text{ mm}^2$$

$A_t = 3.56 \text{ cm}^2$  Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : 5 HA8} = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Sur appuis :  $M_{ua} = -6.8 \text{ KN}$ .**

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6.8 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14,2} = 0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{6.8 \times 10^6}{0,991 \times 160 \times 348} = 123.23 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1.23 \text{ cm}^2$  Soit : 5HA10 = 3,93cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : 5 HA8} = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

### III-2-4 Vérifications

#### À L'ELU

**Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_s, A_r) \Rightarrow CV$$

### Espacement des barres

- **En travée**

-Armatures principales :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow CV$

-Armatures de répartition :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow CV$

- **Sur appuis**

-Armatures principales :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow CV$

-Armatures de répartition :  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow CV$

### Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barre aux appuis (BAEL 91 modifié 99 Art A 6,13, CBA93)

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

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 18,84 \text{ cm}$$

$\sum u_i$ : Somme des périmètres utiles des armatures

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

$$\tau_{se} = \frac{30,34 \times 1000}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

### Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.2, CBA93)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{30340}{1000 \times 160} = 0,19 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93)

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \Rightarrow L_s = 42,32 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93$$

Soit  $L_c = 17 \text{ cm}$

### Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99 Art A 5-1.3, CBA93)

- **Sur le béton**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 160 \times 1000}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 30,34 \text{ KN} < \overline{V_u} = 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV.}$$

- **Sur l'acier**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (30,34 \times 10^3 + \frac{-6,8 \times 10^6}{0,9 \times 160}) = -48,53 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

### A L'ELS

- **En travée**

$$M_t = 13,81 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 565}{1000 \times 160} = 0,353$$

$$\rho_1 = 0,353 \Rightarrow \beta_1 = 0,889, K_1 = 30,04 \Rightarrow \alpha_1 = 0,333$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,033$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{13,81 \times 10^6}{565 \times 0,889 \times 160} = 171,83 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 6,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis**

$$M_A = -4,48 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 251}{1000 \times 160} = 0,156$$

$$\beta_1 = 0,935 \quad K = 61,92 \quad \alpha = 0,195$$

$$\sigma_s = \frac{4,48 \times 10^6}{251 \times 0,935 \times 160} = 119,3 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,016$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0,016 \times 119,3 = 1,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

**Etat limite de déformation (vérification de la flèche)**

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4}{500} = 0,008 \text{ m} = 0,8 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = (q_{1s}, q_{2s}) = 11,49 \text{ KN /ml.}$$

**Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75$$

**Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S'_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S'_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9.31 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 8.69 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

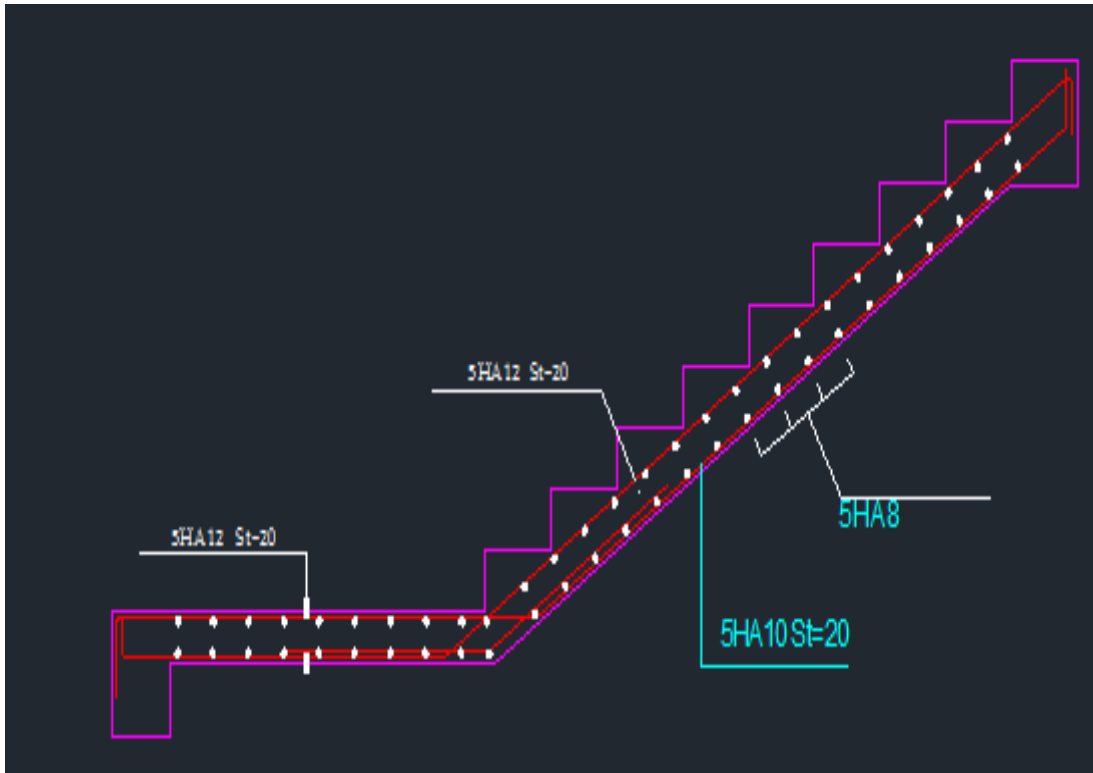
$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{sr} (V_2 - c)^2 = (9.31^3 + 8.69^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (8.69 - 2)^2$$

$$I_0 = 52566.05 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche**

$$f = \frac{5 \times 11.49 \times 4^4 \times 1000}{384 \times 10819 \times 52566.05 \times 0.01} = 0.0074 \text{ m} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f = 0.74 \text{ cm} < \bar{f} = 0.80 \text{ cm} \quad \text{CV}$$



### III-6 Calcul de la poutre palière

La poutre palière se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur du RDC et de l'étage courant. On choisit la poutre palière de l'étage courant.

#### 6-1nn Pré dimensionnement

##### Hauteur

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

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : longueur entre nu d'appuis  $L = 2.9 \text{ m}$

$$19.33 \leq h_t \leq 29$$

On opte pour  $h_t = 30\text{cm}$  condition minimale du RPA

##### La largeur

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

D'où  $12 \leq b \leq 21$

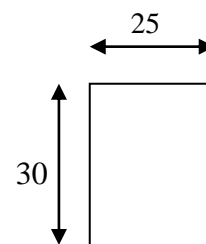
On opte pour  $b = 25\text{cm}$

#### Recommandation de RPA 99 Version 2003

$h \geq 30$  ,  $b \geq 20$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée



#### 6-2 Détermination des charges et surcharges

-Poids propre :  $G_1 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier :

**ELU** :  $R_u = T_u = 30.35 \text{ KN}$

**ELS**:  $R_s = T_s = 21.93 \text{ KN}$

#### 6-3 Combinaison de charges et surcharges

▪ à **E.L.U** :  $q_u = 1.35 G + T_u = (1,35 \times 1.875) + 30.35$

$$q_u = 32.88 \text{ KN/ml}$$

- à E.L.S :  $q_s = G + T_s = 1.875 + 21.93$

$$q_s = 23.8 \text{ KN/ml}$$

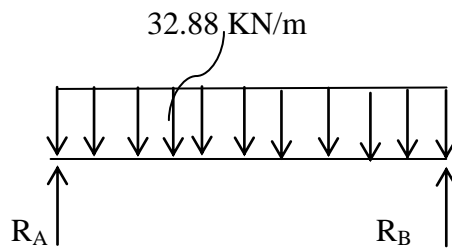


Schéma statique à L'ELU

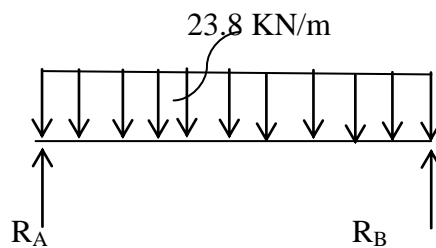


Figure III.6.1 Schéma statique à L'ELS

- **Calcul des efforts**

- à L'ELU

Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = q_u l / 2 = 47.67 \text{ KN}$ .

Moment isostatique :  $M_o = q_u l^2 / 8 = 34.56 \text{ KN.m}$ .

**Moment corrigés**

- En travée :  $M_t = 29.37 \text{ KN.m}$ .
- Aux appuis :  $M_a = -10.36 \text{ KN.m}$ .
- Effort tranchant :  $V_u^{\max} = 47.67 \text{ KN}$ .

- à l'ELS

- Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = q_u l / 2 = 34.51 \text{ KN}$ .

- Moment isostatique :  $M_o = q_u l^2 / 8 = 25.02 \text{ KN.m}$ .

**Moment corrigés**

- En travée :  $M_t = 21.26 \text{ KN.m}$ .
- Aux appuis :  $M_a = -7.5 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $V_s^{\max} = 34.51 \text{ KN}$

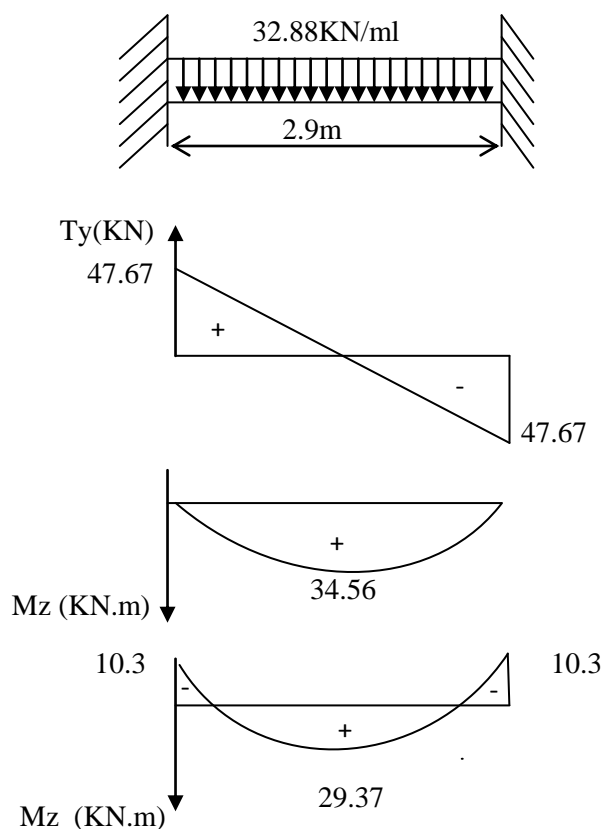


Figure III-6-2 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

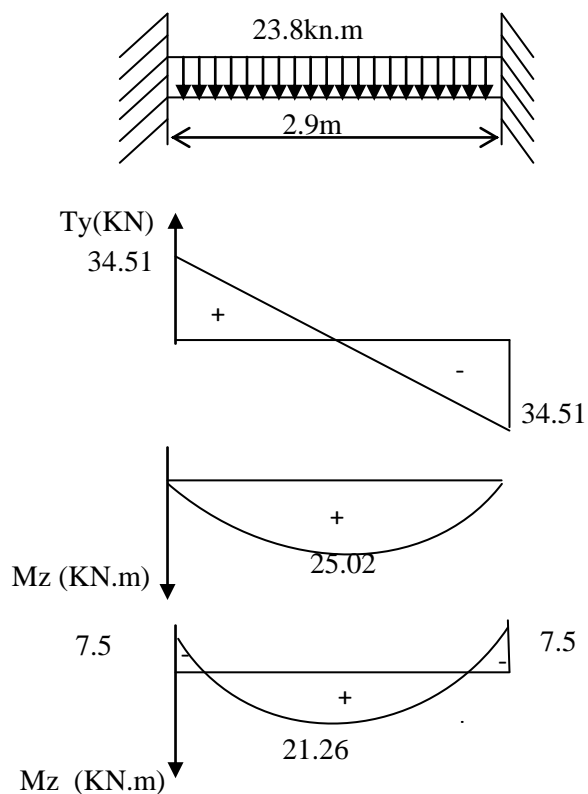


Figure III.6.3 Diagrammes des efforts internes à l'ELS

**6-4 Calcul des armatures**

**a - Armatures longitudinales**

En travée

$$M_{tu} = 29.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.37 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,105$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,105 \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.37 \times 10^6}{0,944 \times 280 \times 348} = 3.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis**

$$M_{au} = -10.36 \text{ KN.m} \quad ;$$

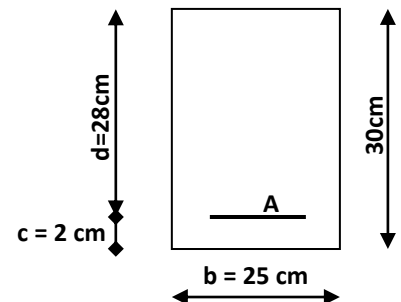
$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.36 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.36 \times 10^6}{0,981 \times 280 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

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



**6-5 Vérification à l'ELU**

**a - Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93)**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < (A_t = 4,62 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2)$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

**b - Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{47,67 \cdot 1000}{250 \cdot 280} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis  
(Art : A. 5 .1 .3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

▪ **Sur le béton**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 250 = 420000 \text{ N}$$

$$V_u = 47,67 \text{ KN} < \bar{V}_u = 420 \text{ KN} .$$

▪ **Sur l'acier**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 47,67 \cdot 10^3 + \frac{-10,36 \cdot 10^6}{0,9 \times 280} \right) \longrightarrow A_{\text{appuis}} = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,188 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

**d - Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 49,38 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 50 \text{ cm}$

**e - Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis  
(Art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = Vu / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \cdot \pi \cdot \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \cdot 3,14 \cdot 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,67 \cdot 1000}{0,9 \cdot 280 \cdot 131,88} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

**f - Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93)**

- **Diamètre**  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier) soit  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement:** (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99, CBA93)

$$S_{t\max} \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm}$$

**Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.5-2) :**

L'espacement doit vérifier :

- **Aux appuis :**  $st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi, \right) = \min(7,5; 16,8)$

**$S_t = 6 \text{ cm}$ .**

- **En travée**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

**6-6 Vérification à l'ELS**

**a - Vérification des contraintes du béton et de l'acier**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 21.26 \text{ KN.m} \quad A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 7.5 \text{ N.m} \quad A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	21.26	4,62	0,66	0,880	0,037	186.75	6.91	15
<b>Appuis</b>	7.5	2,35	0,335	0,909	0,025	65.88	1.64	15

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS

**b- État limite de déformation : (vérification de la flèche)**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{323} = 0,093 > 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

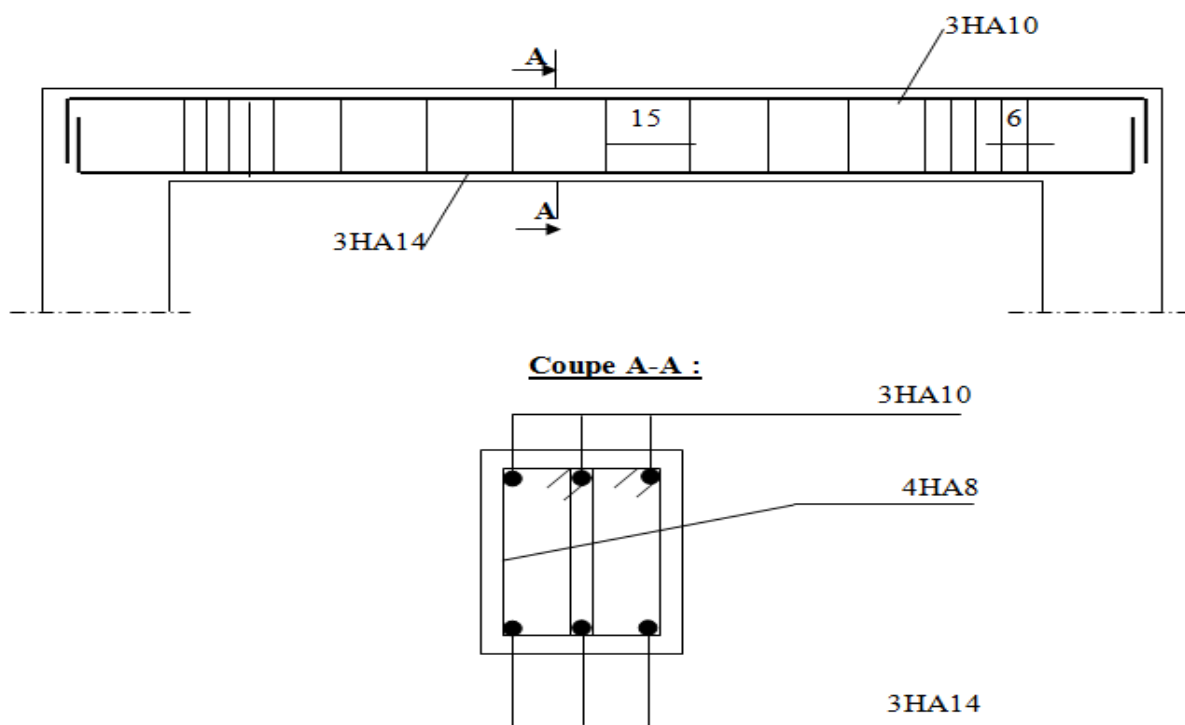
$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,093 > \frac{21,26}{10 \times 25,02} = 0,0849 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{A_s}{b.d} = \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

**Conclusion**

Les armatures calculées à L' ELU son suffisantes à L'ELS.



**Figure III.6.4.** Ferrailage de la poutre palière

**III-7 Etude de la poutre de chaînage**

C'est une poutre qui repose sur trois appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids de la cloison.

**a - Dimensionnement de la poutre**

- La hauteur de la poutre « h » est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  ; avec : L= 550cm.

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \implies 36,66 \leq h \leq 55$$

Soit : h=35[cm]

- La largeur de la poutre « b » :

est donnée par :  $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : b=25cm

**a. Evaluation des charges**

- Charges permanentes :

- Le poids du plancher .....  $5,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,72 \text{KN/ml}$ .
- Le poids de la poutre.....  $25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,18 \text{KN/ml}$ .
- Le poids de la cloison.....  $2,40 \times 3,81 = 8,30 \text{KN/ml}$ .

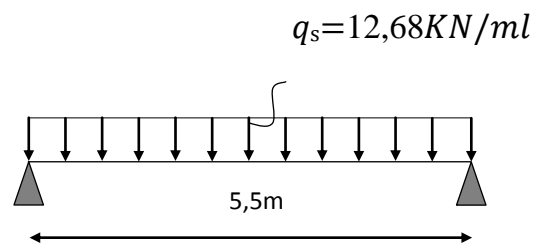
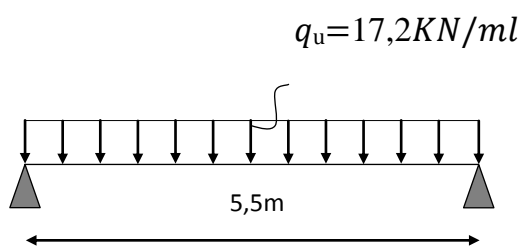
$G = 12,2 \text{ KN/ml}$
--------------------------

Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{KN / ml}$

**b. Combinaison de charges**

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times 12,2 + 1,5 \times 0,488 = 17,2 \text{KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = 12,2 + 0,488 = 12,68 \text{KN/m}$



**Figure III.7.2** Schéma de chargement à l'ELU

**Figure III.7.3** Schéma de chargement à l'ELS

## c. Calcul des efforts internes

## • A L'ELU

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,2 \times 5,5}{2} = 47,3 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$T_u = R_A = R_B = 47,3 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17,2 \times 5,5^2}{8} = 65 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 65 = 55,25 \text{ KN.m}$
- Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 65 = -22,75 \text{ KN.m}$

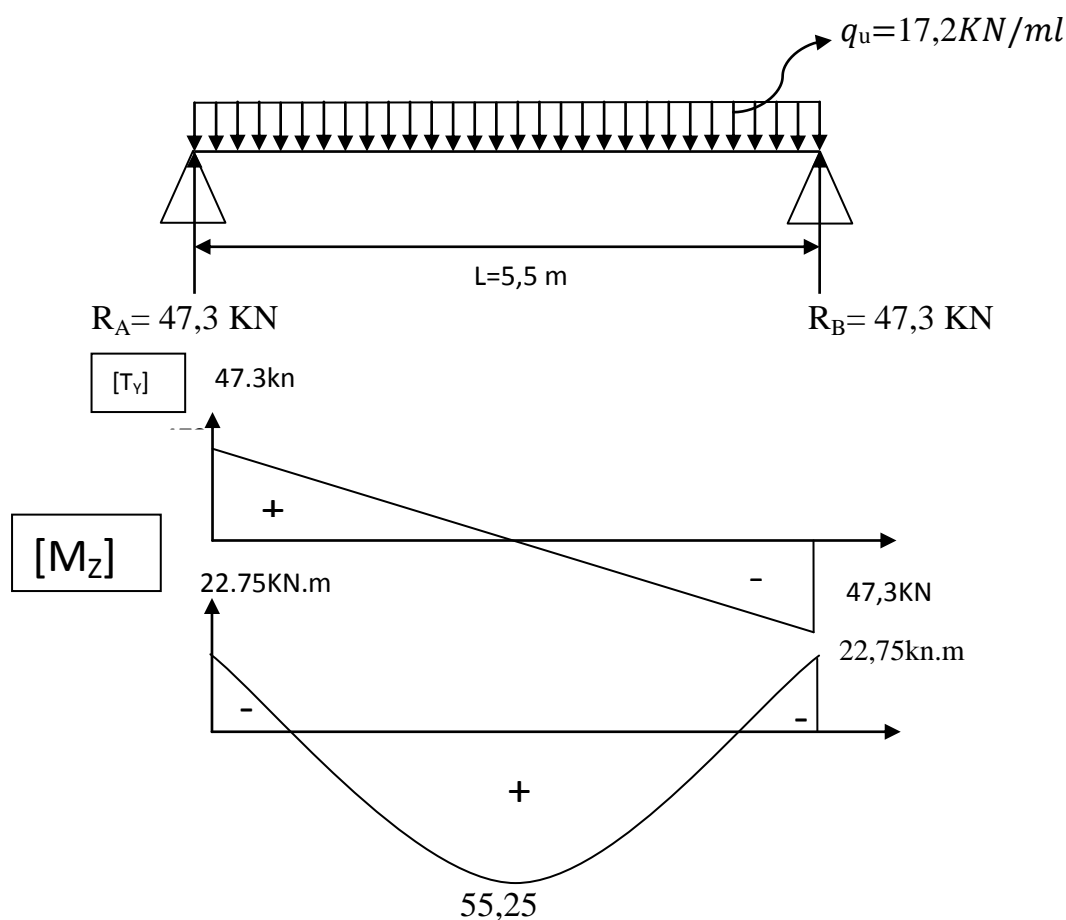


Figure III-6-4 diagrammes des efforts internes à l'ELU.

• A L'ELS

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,68 \times 5,5}{2} = 34,87 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes

$$T_u = R_A = R_B = 34,87 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,68 \times 5,5^2}{8} = 47,94 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 47,94 = 40,75 \text{ KN.m}$   
 Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 47,94 = -16,77 \text{ KN.m}$

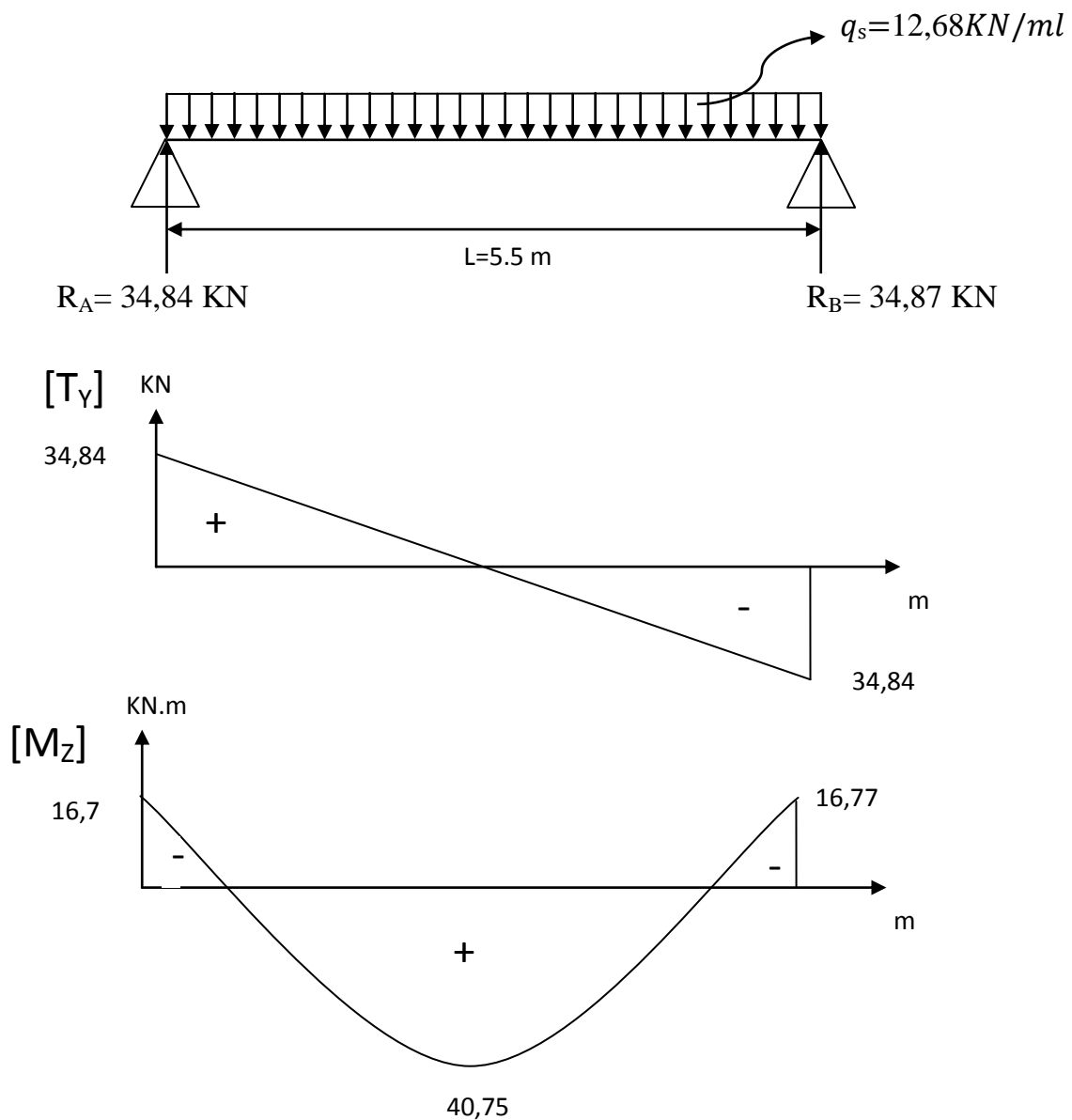


Figure III-6-5 Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

## III-7-5 Calcul des armatures a ELU

- Armatures longitudinales

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

La hauteur utile :  $d = 33 \text{ cm}$

- Aux appuis :  $M_{\text{app}} = 22,75 \text{ KN.m.}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,75 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_b = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,75 \times 10^2}{0,97 \times 33 \times 34,8} = 2,04 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12  $\Rightarrow A_p = 3,39 \text{ cm}^2$

- En travée

$$M_{\text{trav}} = 55,25 \text{ KN.m.}$$

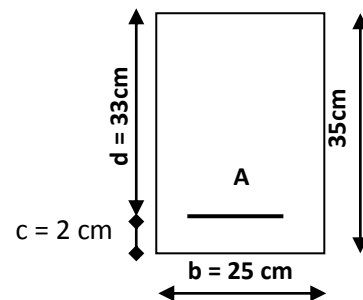
$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,25 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,14$$

$$\mu_b = 0,14 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,14 \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55,25 \times 10^2}{0,924 \times 28 \times 34,8} = 6,13 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA14  $\Rightarrow A_{\text{tr}} = 6,16 \text{ cm}^2$



- Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99)

**Diamètre**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{250}{10}, 14 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

- **Espacement: ( Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99)**

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{0,9.d, 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

On opte pour :  $S_{t_{\max}} = 30 \text{ cm}$

**Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(8,75; 16,8)$$

$$S_t = 8,75 \text{ cm}$$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Conclusion : on opte pour espacement  $S_t = 7 \text{ cm}$

### III-7-6 Vérification à l'ELU

#### a - Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 < (A_t = 6,16 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2)$$

⇒ **Condition vérifiée**

#### b - Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{47,3 \times 1000}{250 \times 330} = 0,573 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,573 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

### a - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 330 \times 250 = 495000N$$

$$V_u = 47,3 \text{ KN} < \bar{V}_u = 495 \text{ KN}$$

### b - Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99 )

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi = 35,27\Phi$$

$$L_s = 49,38 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 50\text{cm}$

### c - Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = Vu / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,3 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### Vérification à l'ELS

#### a - Vérification des contraintes du béton et de l'acier

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec}$$

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

• **En travée**

$$= 0,74 M_s = 40.75 \text{ KN.m} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.75 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,105$$

$$\mu_b = 0,105 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,105 \Rightarrow \beta = 0,720$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40.75 \times 10^2}{0,720 \times 33 \times 34,8} = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,92 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 4,92}{25 \times 33} = 0,59$$

• **Sur appuis**

$$= 0,41 M_s = 16,77 \text{ KN.m} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.77 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,043$$

$$\mu_b = 0,043 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.77 \times 10^2}{0,970 \times 33 \times 34,8} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2$$

Zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>
Travée	40.75	4,92	0,74	0,835	0,04	300,58	12	15
Appuis	16.77	1,5	0,41	0,861	0,022	393,48	8,65	15

σ<sub>bc</sub> < σ̄<sub>bc</sub> ⇒ Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

**a - État limite de déformation (vérification de la flèche)**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{550} = 0,0636 > 0,0625$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,085 > 0,0243$$

$$- \frac{A_s}{b.d} = \frac{4,92}{25 \times 33} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

**Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.**

### III.8 Etude du porte-à-faux

Le porte-à-faux se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il, est soumis à deux charges Q et G. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml.

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

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

L'épaisseur du porte à faux est déterminée par :

$$e \geq l / 10$$

Avec L : largeur du porte à faux (L=0.8cm).

donc :

$$e \geq l / 10 = 80 / 10 = 8$$

Soit : e=10cm

#### III.8.1 Détermination des charges et surcharges

##### a - Charges permanentes :

$$G_1 = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

On travaille sur une bonde de 1,00 m, donc  $G = 2.5 \text{ KN/ml}$

Revêtement : (carrelage 0.44 , mortier de pose 0.4 , couche de sable 0.54 , enduit de ciment 0.2)

Charge permanente du porte à faux :  $G = 4.08 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur en double cloisons de (10+10) cm :  $p = 2,36 (4.08 - 0,1) \cdot 1 = 9.3928 \text{ KN}$

##### b - Surcharge d'exploitation

Surcharge de l'étage courant :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$ .

#### III.8.2 Calcul à l'ELU :

##### III.8.2.1 Combinaison des charges

- Charge uniforme :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(2.5) + 1,5(3,5) = 8.625 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée du mur :  $p_u = 1,35G = 1,35(9.39) = 12.67 \text{ KN}$

III.8.2.2 Détermination des sollicitations

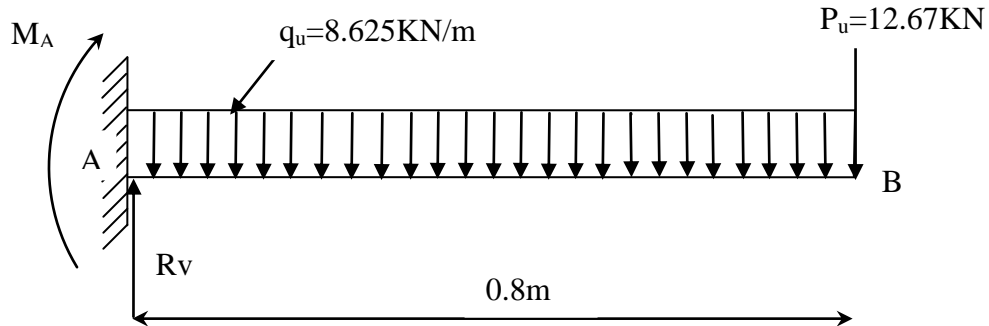
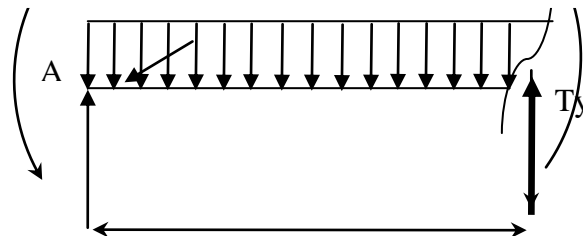


Figure III.8.1: schéma statique du porte à faux

$0 \leq x \leq 0,8m$



Calcul des moments fléchissant

$$M_U = (q_u x l^2 / 2) + p_u x l = 12,89 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant :

$$V_U = q_u x l + p_u = 8.625 x 1 + 12.67 = 19,57 \text{ kn}$$

III.8.2.3 Calcul des armatures

On calcul le moment réduit.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,89 \cdot 10^6}{10^3 \cdot (80)^2 \cdot 14,2} = 0,141 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.923$$

La section d'armatures tendues vaut :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,89 \cdot 10^6}{0,923 \cdot 80 \cdot 348}$$

$$A_s = 501,62 \text{ mm}^2 = 5,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14/ml = 7.69 cm<sup>2</sup>

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 7.69 / 4 = 1.922 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement :  $e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

### III.8.3 Les vérifications

#### a- Condition de non fragilité :(BAEL99 Art A.4. 2.1)

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 1000 \cdot 80}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad (\text{condition vérifié.})$$

#### b - Vérification de l'effort tranchant (Art 5.1.2.BAEL 91)

Pour une fissuration non préjudiciable, la contrainte tangentielle conventionnelle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 17,84 \text{ KN};$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,57 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 80} = 0,244 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifié.})$$

#### c - Influence de l'effort tranchant aux appuis:

- Vérification de la compression du béton (ArtA.5.1, 313)

$$V_u \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$V_u = 19,57 \text{ KN} \leq 0,4 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,9 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 10^{-3}$$

$$V_u = 19,57 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifié.})$$

- Vérification des armatures longitudinales (ArtA.5.1,321)

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s \geq \frac{19,57 \cdot 10^3 - \frac{12,89 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 80}}{\frac{400}{1,15}} = -4,58 \text{ cm}^2 < 0 \quad (\text{condition vérifié.})$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence des armatures tendues (ArtA.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\sum \mu_i$  : la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets ;

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'E.L.U ;

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence ( $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$ ) ;

$\psi_s$  : Coefficient de scellement des barres ;

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} = \frac{19,57 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 80(5\pi \cdot 14)} = 1,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié.)

**d - Longueur d'ancrage (ArtA.6.1, 221)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}}$$

Avec :

$l_s$ : longueur de scellement ;

$\phi$  : diamètre de la barre ;

$f_e$ : limite élastiques des aciers;

$\psi_s$  : coefficient de scellement des barres ;

$f_{t28}$  : résistance caractéristique du béton à la traction ;

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1} = 49,38 \text{ cm}^2$$

On prévoit des crochets :  $L_t = 0,4 \cdot L_s = 19,75 \text{ cm}$

**III.8.4 Calcul à l'E L S**

**III.8.4.1 Combinaison des charges**

- Charge uniformément répartie :  $q_s = G + Q = (2,5) + (3,5) = 6 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée dû au mur :  $p_s = G = 9.39 \text{ KN}$ .

**III.8.4.2 Détermination des sollicitations**

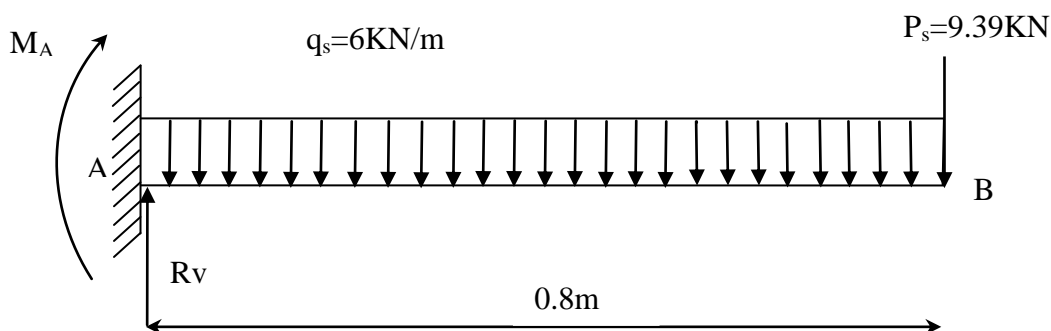


Figure III.8.3. Schéma statique du porte à faux

**III.8.4.3) Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 0,8 \text{ cm}$$

$$R_v = q_s \cdot x + P_s$$

$$R_v = 6 \times 0.8 + 9.39 = 14,19$$

$$\checkmark \text{ Equation du moment : } M_s = -(q_s \times l^2 / 2) + P_s \times l = -(6 \times 1^2 / 2) + 9.39 \times 1 = 9,432 \text{ kn.m}$$

$$\checkmark \text{ Equation de l'effort tranchant : } T_y = q_s \times l + P_s = 6 \times 1 + 9.39 = 14,19 \text{ kn}$$

### III. 8.5) Les vérifications:

- **Etat- limite de compression du béton (Art B.6.5, 1) :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } k_1$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton à l'E.L.S ;

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte admissible à l'E.L.S ;

$\sigma_s$  : contrainte dans les armatures à l'E.L.S ;

$\rho_1$  : coefficient ;

A : section totale d'armature dans la section de béton ;

d : hauteur utile ;

$b_0$  : largeur de l'âme de béton ;

$M_s$  : moment de flexion à l'E.L.S ;

$\beta_1$  et  $k_1$  : coefficient en fonction de  $\rho_1$  .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$A = 7.69 \text{ cm}^2 ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; M_s = 9,432 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = 0,961 \rightarrow \beta_1 = 0,8627 \text{ et } K_1 = 21,42$$

$$\sigma_s = \frac{9,432 \cdot 10^6}{0,8627 \cdot 80 \cdot 769} = 177,71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{177,71}{21,42} = 8,29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée.})$$

- **Etat- limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5, 3)**

Aucune vérification à effectuer, car la fissuration est non préjudiciable.

- **Etat- limite de déformation (Art B.6.5, 1) :**

**Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2) :**

On doit vérifier que

$$\circ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

h : hauteur de la poutre

l : longueur de la plus grande travée

$$\frac{1}{0,8} = 1,25 \geq 0,044 \quad \rightarrow \quad C_v$$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e}$

$$F_e = \text{limite élastique de l'acier}$$

$$A : \text{section d'acier en travée}$$

$$\frac{7,69}{100 \times 80} = 0,00096 \leq 0,009 \quad \rightarrow \quad cv$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_o}$$

$M_t$  : moment max en travée

$M_o$  : moment max isostatique

$$\frac{1}{0,6} = 1,66 \geq \frac{12,89}{15 \times 15,16} = 0,056 \rightarrow \quad cv$$

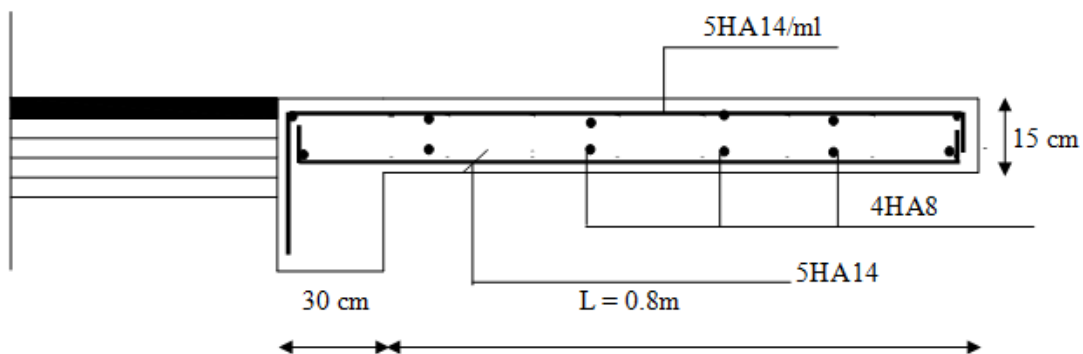
Les trois conditions sont vérifiées.

**Conclusion :**

Les portes à faux seront ferrillées comme suit :

Armature principale : **5HA14** avec un espacement de **20**

Armature de répartition : **4HA8** avec un espacement de **25**



*Fig(III5.4) : Ferrillage de porte à faux*



### III .9 Calcul de la dalle pleine

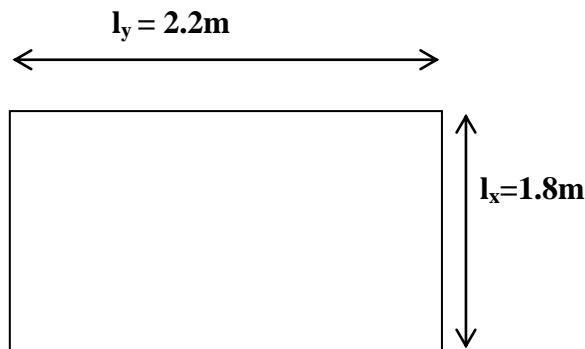
On a deux dalles pleines celle autour de la cage d'escaliers et celle des balcons.

#### III .9.1 Dimensionnement

- **Épaisseur de la dalle**

$$h_t \geq \frac{Lx}{30} = \frac{180}{30} = 6$$

$H_t$  : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.2} = 0.81 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

#### III .9.2 Calcul à l'ELU

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \mu_x = 0,0553 \quad \mu_y = 0.613$$

$$v = 0$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$G = P_{dp} + Pr = (0.15 \times 25 + 2.98) \times 1 = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = (1.35 \times 6.73 + 1.5 \times 3.5) = 14.33 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = 0,0553 \times 14.33 \times (1.8)^2 = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,613 \times 2.56 = 1.56 \text{ KN.m}$$

#### III .9.2.1 Ferrailage

**a - Sens X-X**• **Aux appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 2,56 = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0053 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,28 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

• **En travée**

$$M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 2,56 = 1,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,92 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,996.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,92 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

**b - Sens Y-Y**• **Aux appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 1,56 = 0,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0032 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,78 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

• **En travée**

$$M_t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 1,56 = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0048 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.17 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

### III .9.3 Vérification à l'ELU

#### 1- Condition de non fragilité ( A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.2} = 0.81$$

Avec :  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$ )

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.81) / 2 = 1.314 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.095 = 1.314 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_{\min}$  : section minimale d'armatures.

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.314 \text{ cm}^2 \quad \mapsto \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 2 - écartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$ .

#### - Sens x-x:

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

#### - Sens y-y:

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

### III .9.4- Vérification de l'E.L.S

### 1 Les moments à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 6.73 + 3.5 = 10.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$\mu_x = 0.06210$$

$$\rightarrow \rho = 0,81 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 0.723 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0621 \times 10.23 \times (1.8)^2 = 2.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.723 \times 2.06 = 1.49 \text{ KN.m.}$$

### 2 - Ferrailage

#### a - Sens x-x

- Aux appuis

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0.5 \times 2.06 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0043 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_a = \frac{Ma}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{1.03 \times 10^3}{0,895 \times 13 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- En travée

$$M_t = 0,75 \times M_x = 0.75 \times 2.06 = 1.545 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.545 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0064 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,876.$$

$$A_t = \frac{Mt}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{1.545 \times 10^3}{0,876 \times 13 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### b - Sens Y-Y

- Aux appuis

$$M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 1,49 = 0,745 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,745 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0031 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_a = \frac{Ma}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{0,745 \times 10^3}{0,917 \times 13 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- **En travée**

$$M_t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 1,49 = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0046 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,892$$

$$A_t = \frac{Mt}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{1,12 \times 10^3}{0,892 \times 13 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

### Conclusion

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

### Contrainte de compression dans le béton

#### a - Sens x-x

- **Aux appuis**  $M_a = 1,03 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow k_1 = 63,12 \quad k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta A_s d} = \frac{1,03 \times 10^3}{0,936 \times 2,01 \times 13} = 42,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 42,12 = 0,68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 1.545 \text{ N.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow k_1 = 63.12 \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot A_s \cdot d} = \frac{1.545 \times 10^3}{0,936 \times 2.01 \times 13} = 63.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 63.17 = 1.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### b - Sens y-y

- **Aux appuis :**  $M_a = 0.745 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow k_1 = 63.12 \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot A_s \cdot d} = \frac{0.745 \times 10^3}{0,936 \times 2.01 \times 13} = 30.46 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 30.46 = 0.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_t = 1.12 \text{ N.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow k_1 = 63.12 \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot A_s \cdot d} = \frac{1.12 \times 10^3}{0,936 \times 2.01 \times 13} = 45.8 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 45.8 = 0.74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### ➤ **Etat limite de fissuration :**

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

III .9.5- Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

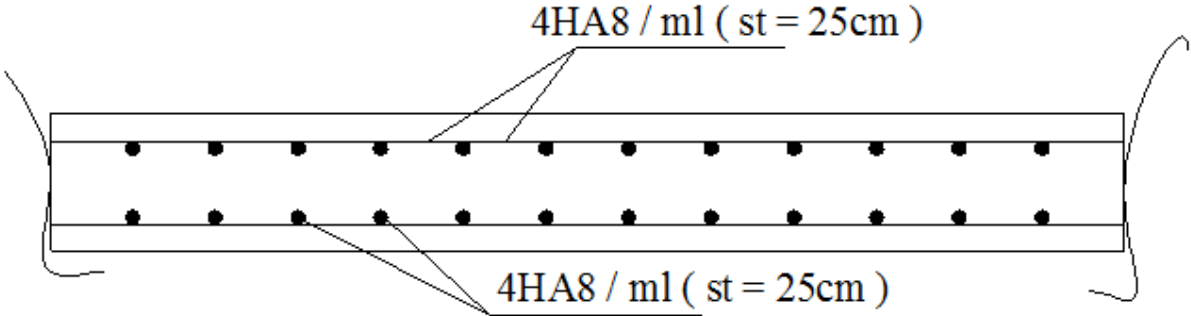


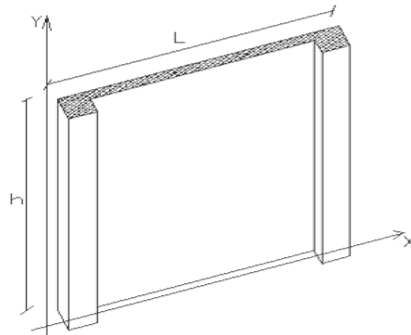
Figure III.9.ferrailage de la dalle pleine

***ETUDE DE  
CONTREVENTEMENT***

**IV-1-Introduction**

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitation (séisme, vent, charge verticales).

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit repend chaque élément (portique, voile), a fin de connaitre le type de contreventement pour cella en doit passe plusieurs étape.



*Fig.IV-1-. Voile en béton armé.*

**IV-2-Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres**

✓ la rigidité linéaire d'un poteau :  $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

✓ la rigidité linéaire d'une poutre :  $K_t = \frac{I_t}{h_c}$

Avec :

$I_t$  : Moment d'inertie de la poutre.

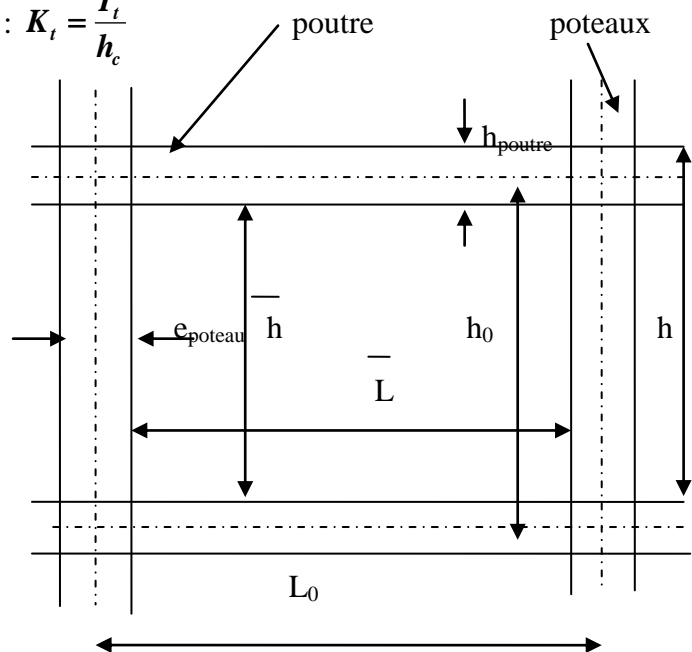
$I_p$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_c$  : longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq h_0$$

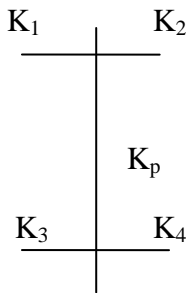
$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq L_0$$



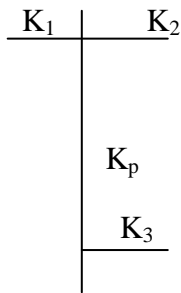
IV-2-1- Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques

➤ Cas d'étage courant :

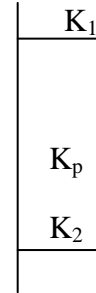
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2k_{\text{poteaux}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



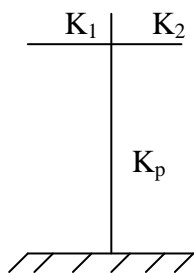
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



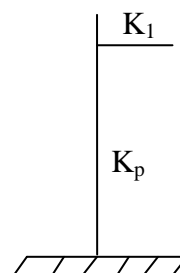
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

➤ Cas du RDC:

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup})}{k_{\text{poteaux}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{2K_p}$$

**IV-2-2- Calcul des coefficients des rigidités des poteaux :**

- Cas du niveau terrasse et courant :  $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Cas du RDC (encastrement à la base) :  $a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

**IV-2-3- Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :**

$$r_{ij} = \frac{12E_i a I_p}{h_c^3}$$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculé ;

$E_i$  : module de déformation du béton=  $3.2 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>

$I_p$  : Inertie du poteau.

**IV-2-4- Calcul des rigidités d'un portique de niveau j dans le sens X et Y :**

$R_{jx} = \sum r_{ij} \longrightarrow$  pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \longrightarrow$  pour chaque niveau dans le sens transversal.

**Caractéristiques géométriques des portiques :**

Les résultats des rigidités linéaires,  $\bar{K}$ ,  $a_j^i$  et  $r_j^i$ , sont résumés dans les tableaux

- Sens XX :

✓ Poteaux :

	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	epot (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
5	30	30	67500,00	289	40	249	30	264	255,68
4	30	30	67500,00	289	40	249	30	264	255,68
3	35	35	125052,08	289	40	249	35	267	469,24
2	35	35	125052,08	289	40	249	35	267	469,24
1	40	40	213333,33	289	40	249	40	269	793,06
rdc	40	40	213333,33	408	40	368	40	388	549,83
s2	45	45	341718,75	306	40	266	45	289	1184,47
s1	45	45	341718,75	442	40	402	45	425	804,99

*TAB IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X*

✓ Poutre principal :(30X40)

Etages	travé e	b (cm )	h (cm )	I (cm <sup>4</sup> )	L0 (cm )	Epot(cm )	L' (cm )	hpoutr e (cm)	Lc(cm )	k (cm <sup>3</sup> )
4et5	1-2	30	40	160000,00	80	30	50	40	70	2285,71
	2-3	30	40	160000,00	370	30	340	40	360	444,44
	3-4	30	40	160000,00	370	30	340	40	360	444,44
	4-5	30	40	160000,00	180	30	150	40	170	941,18
	5-6	30	40	160000,00	180	30	150	40	170	941,18
	6-7	30	40	160000,00	320	30	290	40	310	516,13
	7-8	30	40	160000,00	360	30	330	40	350	457,14
	8-9	30	40	160000,00	80	30	50	40	70	2285,71
2et 3	1-2	30	40	160000,00	80	35	45	40	65	2461,53
	2-3	30	40	160000,00	370	35	335	40	355	450,70
	3-4	30	40	160000,00	370	35	335	40	355	450,70
	4-5	30	40	160000,00	180	35	145	40	165	969,70
	5-6	30	40	160000,00	180	35	145	40	165	969,70
	6-7	30	40	160000,00	320	35	285	40	305	524,59
	7-8	30	40	160000,00	360	35	325	40	345	463,77
	8-9	30	40	160000,00	80	35	45	40	65	2461,53
rdc etage et1er	1-2	30	40	160000,00	80	40	40	40	60	2666,66
	2-3	30	40	160000,00	370	40	330	40	350	457,14
	3-4	30	40	160000,00	370	40	330	40	350	457,14
	4-5	30	40	160000,00	180	40	140	40	160	1000,00
	5-6	30	40	160000,00	180	40	140	40	160	1000,00
	6-7	30	40	160000,00	320	40	280	40	300	533,33
	7-8	30	40	160000,00	360	40	320	40	340	470,59
	8-9	30	40	160000,00	80	40	40	40	60	2666,66
ens1 et ens2	1-2	30	40	160000,00	80	45	35	40	55	2909,09
	2-3	30	40	160000,00	370	45	325	40	345	463,77
	3-4	30	40	160000,00	370	45	325	40	345	463,77
	4-5	30	40	160000,00	180	45	135	40	155	1032,26
	5-6	30	40	160000,00	180	45	135	40	155	1032,26
	6-7	30	40	160000,00	320	45	275	40	295	542,37
	7-8	30	40	160000,00	320	45	315	40	335	542,37
	8-9	30	40	160000,00	80	45	35	40	55	2909,09

TAB IV-2 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

▪ Sens yy :

✓ Poteaux :

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	epot (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
5	30	30	67500,00	289	35	254	30	269	250,93
4	30	30	67500,00	289	35	254	30	269	250,93
3	35	35	125052,08	289	35	254	35	272	460,60
2	35	35	125052,08	289	35	254	35	272	460,60
1	40	40	213333,33	289	35	254	40	274	778,59
Rdc	40	40	213333,33	408	35	373	40	393	542,83
s2	45	45	341718,75	306	35	271	45	294	1164,29
s1	45	45	341718,75	442	35	407	45	430	795,62

TAB IV-3 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

✓ Poutres secondaires (25x35) :

Etages	travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L0 (cm)	Epot	L' (cm)	hpoutre (cm)	Lc (cm)	k poutre (cm <sup>3</sup> )
4et 5	A-B	25	35	89322,92	148	30	118	35	135,5	659,21
	B-C	25	35	89322,92	340	30	310	35	327,5	272,74
	C-D	25	35	89322,92	340	30	310	35	327,5	272,74
	D-E	25	35	89322,92	158	30	128	35	145,5	613,90
	E-F	25	35	89322,92	163	30	133	35	150	595,49
	F-G	25	35	89322,92	163	30	133	35	150	595,49
	G-H	25	35	89322,92	158	30	128	35	145,5	613,90
	H-I	25	35	89322,92	340	30	310	35	327,5	272,74
	L-M	25	35	89322,92	340	30	310	35	327,5	272,74
M-N	25	35	89322,92	148	30	118	35	135,5	659,21	
3et2	A-B	25	35	89322,92	148	35	113	35	130,5	684,47
	B-C	25	35	89322,92	340	35	305	35	322,5	276,97
	C-D	25	35	89322,92	340	35	305	35	322,5	276,97
	D-E	25	35	89322,92	158	35	123	35	140,5	635,75
	E-F	25	35	89322,92	163	35	128	35	145	616,02
	F-G	25	35	89322,92	163	35	128	35	145	616,02
	G-H	25	35	89322,92	158	35	123	35	140,5	635,75
	H-I	25	35	89322,92	340	35	305	35	322,5	276,97
	L-M	25	35	89322,92	340	35	305	35	322,5	276,97
M-N	25	35	89322,92	148	35	113	35	130,5	684,47	
rdc et 1er	A-B	25	35	89322,92	148	40	108	35	125,5	711,74
	B-C	25	35	89322,92	340	40	300	35	317,5	281,33
	C-D	25	35	89322,92	340	40	300	35	317,5	281,33
	D-E	25	35	89322,92	158	40	118	35	135,5	659,21
	E-F	25	35	89322,92	163	40	123	35	140	638,02
	F-G	25	35	89322,92	163	40	123	35	140	638,02

	G-H	25	35	89322,92	158	40	118	35	135,5	659,21
	H-I	25	35	89322,92	340	40	300	35	317,5	281,33
	L-M	25	35	89322,92	340	40	300	35	317,5	281,33
	M-N	25	35	89322,92	148	40	108	35	125,5	711,74
ens1 et ens2	A-B	25	35	89322,92	148	45	103	35	120,5	741,27
	B-C	25	35	89322,92	340	45	295	35	312,5	285,83
	C-D	25	35	89322,92	340	45	295	35	312,5	285,83
	D-E	25	35	89322,92	158	45	113	35	130,5	684,47
	E-F	25	35	89322,92	163	45	118	35	135	661,65
	F-G	25	35	89322,92	163	45	118	35	135	661,65
	G-H	25	35	89322,92	158	45	113	35	130,5	684,47
	H-I	25	35	89322,92	340	45	295	35	312,5	285,83
	L-M	25	35	89322,92	340	45	295	35	312,5	285,83
	M-N	25	35	89322,92	148	45	103	35	120,5	741,27

TAB IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

-Calcul des rigidités par niveau :

Sens xx :

Niveaux	k pot	k potre	k'	aij	E	Hc	Ip	rij	Rj
5 <sup>ème</sup> étage	255,68	2285,71	8,93972935	0,81718012	32164,2	264	67500	1157,08106	9723,1413
	255,68	444,44	10,6779959	0,84224636	32164,2	264	67500	1192,57345	
	255,68	444,44	3,47653317	0,63480546	32164,2	264	67500	898,848808	
	255,68	941,18	5,41935232	0,73043469	32164,2	264	67500	1034,25441	
	255,68	941,18	7,36217146	0,78637435	32164,2	264	67500	1113,46182	
	255,68	516,13	5,69974186	0,74025103	32164,2	264	67500	1048,1538	
	255,68	457,14	3,80659418	0,65556401	32164,2	264	67500	928,241748	
	255,68	457,14	10,7276674	0,84286202	32164,2	264	67500	1193,44518	
	255,68	2285,71	8,93972935	0,81718012	32164,2	264	67500	1157,08106	
4 <sup>ème</sup> étage	255,68	2461,53	9,28355757	0,82275094	32164,2	264	67500	1164,96902	9766,2952
	255,68	450,7	11,034066	0,84655594	32164,2	264	67500	1198,67557	
	255,68	450,7	3,5010169	0,63643086	32164,2	264	67500	901,150276	
	255,68	969,7	5,48736702	0,7328834	32164,2	264	67500	1037,72165	
	255,68	969,7	7,47371715	0,78888962	32164,2	264	67500	1117,02331	
	255,68	524,59	5,77205882	0,74266793	32164,2	264	67500	1051,57599	
	255,68	463,72	3,83600594	0,65729987	32164,2	264	67500	930,699623	
	255,68	463,72	11,0843633	0,84714579	32164,2	264	67500	1199,51076	
	255,68	2461,53	9,28355757	0,82275094	32164,2	264	67500	1164,96902	
	469,24	2461,53	5,24578041	0,72397728	32164,2	267	125052	1835,84409	14845,576
	469,24	450,7	6,20626971	0,75628391	32164,2	267	125052	1917,76768	
	469,24	450,7	1,9209786	0,48992326	32164,2	267	125052	1242,33635	

3 <sup>ème</sup> étage	469,24	969,7	3,02702242	0,60215017	32164,2	267	125052	1526,91883	
	469,24	969,7	4,13306623	0,67389884	32164,2	267	125052	1708,85749	
	469,24	524,59	3,18448981	0,61423398	32164,2	267	125052	1557,56068	
	469,24	463,59	2,10591595	0,51289797	32164,2	267	125052	1300,5951	
	469,24	463,72	6,23401671	0,75710518	32164,2	267	125052	1919,85025	
	469,24	2461,53	5,24578041	0,72397728	32164,2	267	125052	1835,84527	
2 <sup>ème</sup> étage	469,24	2666,66	5,68293411	0,73968279	32164,2	267	125052	1875,67093	14972,603
	469,24	457,14	6,43170872	0,76280016	32164,2	267	125052	1934,29143	
	469,24	457,14	1,93470292	0,49170241	32164,2	267	125052	1246,84789	
	469,24	1000	3,06617083	0,60522452	32164,2	267	125052	1534,7147	
	469,24	1000	4,19763873	0,67729645	32164,2	267	125052	1717,47307	
	469,24	533,33	3,22608899	0,61730464	32164,2	267	125052	1565,34719	
	469,24	470,59	2,12268775	0,51487958	32164,2	267	125052	1305,62004	
	469,24	470,59	6,4599139	0,76359097	32164,2	267	125052	1936,29678	
469,24	2666,66	5,46435726	0,73205998	32164,2	267	125052	1856,3412		
1 <sup>ère</sup> étage	793,06	2666,66	3,36249464	0,62703925	32164,2	269	213333	2652,46664	20570,497
	793,06	457,14	3,93892013	0,66323844	32164,2	269	213333	2805,59877	
	793,06	457,14	1,15285098	0,3656535	32164,2	269	213333	1546,76951	
	793,06	1000	1,83736413	0,47880891	32164,2	269	213333	2025,43399	
	793,06	1000	2,52187729	0,55770582	32164,2	269	213333	2359,17985	
	793,06	533,33	1,93343505	0,49153857	32164,2	269	213333	2079,28239	
	793,06	470,59	1,26588152	0,38760791	32164,2	269	213333	1639,64001	
	793,06	470,59	3,95587976	0,66419738	32164,2	269	213333	2809,65524	
	793,06	2666,66	3,36249464	0,62703925	32164,2	269	213333	2652,47074	
RDC	549,83	2909,09	5,07043086	0,71713181	32164,2	388	213333	1010,91938	7995,4702
	549,83	463,77	5,90788062	0,74708773	32164,2	388	213333	1053,14736	
	549,83	463,77	1,67489951	0,45576743	32164,2	388	213333	642,481792	
	549,83	1032,26	2,68553007	0,57315395	32164,2	388	213333	807,958076	
	549,83	1032,26	3,69616063	0,64888631	32164,2	388	213333	914,715724	
	549,83	542,37	2,82629176	0,58560317	32164,2	388	213333	825,507372	
	549,83	477,61	1,84047797	0,47923149	32164,2	388	213333	675,558372	
	549,83	477,61	5,93269738	0,74787895	32164,2	388	213333	1054,26271	
	549,83	2909,09	5,07043086	0,71713181	32164,2	388	213333	1010,91938	
ENS2	1184,5	2909,09	2,45596454	0,55116339	32164,2	289	341719	3011,6879	22471,901
	1184,5	463,77	2,84756895	0,58742206	32164,2	289	341719	3209,81154	
	1184,5	463,77	0,78308442	0,28137286	32164,2	289	341719	1537,48711	
	1184,5	1032,26	1,26303748	0,38707416	32164,2	289	341719	2115,06372	
	1184,5	1032,26	1,74299054	0,4656679	32164,2	289	341719	2544,51831	
	1184,5	542,37	1,32939627	0,39929049	32164,2	289	341719	2181,81663	
	1184,5	477,61	0,86112776	0,30097494	32164,2	289	341719	1644,59748	

	1184,5	477,61	2,85925351	0,58841415	32164,2	289	341719	3215,23252	
	1184,5	2909,09	2,45596454	0,55116339	32164,2	289	341719	3011,6857	
ENS1	804,99	2909,09	3,61382129	0,73280232	32164,2	425	341719	1259,04965	10223,057
	804,99	463,77	4,18994025	0,75767133	32164,2	425	341719	1301,77783	
	804,99	463,77	1,15223792	0,52414759	32164,2	425	341719	900,553699	
	804,99	1032,26	1,85844545	0,6112424	32164,2	425	341719	1050,1939	
	804,99	1032,26	2,56465298	0,67138794	32164,2	425	341719	1153,53176	
	804,99	542,37	1,95608641	0,6208374	32164,2	425	341719	1066,67936	
	804,99	477,61	1,26707164	0,54087325	32164,2	425	341719	929,290544	
	804,99	477,61	4,20713301	0,75834254	32164,2	425	341719	1302,93106	
	804,99	2909,09	3,61382129	0,73280232	32164,2	425	341719	1259,04965	

TAB IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Sens yy:

Niveaux	k pot	K	k'	a <sub>ij</sub>	E	H <sub>c</sub>	I <sub>p</sub>	r <sub>ij</sub>	R <sub>j</sub>
5 <sup>ème</sup> étage	250,93	659,21	1,31353365	0,39641476	32164,2	269	67500	530,579849	8967,461
	250,93	272,74	3,71398398	0,64998152	32164,2	269	67500	869,96532	
	250,93	272,74	2,17383334	0,52082418	32164,2	269	67500	697,095171	
	250,93	613,9	3,53341569	0,6385596	32164,2	269	67500	854,677693	
	250,93	595,49	4,81963097	0,706729	32164,2	269	67500	945,918774	
	250,93	595,49	4,7462639	0,70353961	32164,2	269	67500	941,649953	
	250,93	613,9	4,81963097	0,706729	32164,2	269	67500	945,918774	
	250,93	272,74	3,53341569	0,6385596	32164,2	269	67500	854,677693	
	250,93	272,74	2,17383334	0,52082418	32164,2	269	67500	697,095171	
	250,93	659,21	3,71398398	0,64998152	32164,2	269	67500	869,96532	
	250,93	659,21	2,62706731	0,56776077	32164,2	269	67500	759,917272	
4 <sup>ème</sup> étage	250,93	684,47	5,35480014	0,72806875	32164,2	269	67500	974,480882	9942,4688
	250,93	276,97	3,77274539	0,65354439	32164,2	269	67500	874,734039	
	250,93	276,97	2,19069063	0,5227517	32164,2	269	67500	699,675042	
	250,93	635,75	3,58538238	0,64192246	32164,2	269	67500	859,1787	
	250,93	616,02	4,90407683	0,71031609	32164,2	269	67500	950,719896	
	250,93	616,02	4,82807954	0,70709187	32164,2	269	67500	946,404459	
	250,93	635,75	3,68082732	0,6479386	32164,2	269	67500	867,230989	
	250,93	276,97	3,58538238	0,64192246	32164,2	269	67500	859,1787	
	250,93	276,97	2,19069063	0,5227517	32164,2	269	67500	699,675042	
	250,93	684,47	3,77274539	0,65354439	32164,2	269	67500	874,734039	
	250,93	684,47	1343,68	0,99851376	32164,2	269	67500	1336,45699	
	460,6	684,47	1,48603995	0,42628311	32164,2	272	125052	1022,43647	12819,118
	460,6	276,97	2,08736431	0,51068712	32164,2	272	125052	1224,87878	

<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	460,6	276,97	1,20264872	0,3755169	32164,2	272	125052	900,674143	
	460,6	635,75	1,98158923	0,49768801	32164,2	272	125052	1193,70053	
	460,6	616,02	2,71769431	0,5760641	32164,2	272	125052	1381,68492	
	460,6	616,02	2,67485888	0,5721796	32164,2	272	125052	1372,36798	
	460,6	635,75	2,71769431	0,5760641	32164,2	272	125052	1381,68492	
	460,6	276,97	1,98158923	0,49768801	32164,2	272	125052	1193,70053	
	460,6	276,97	1,20264872	0,3755169	32164,2	272	125052	900,674143	
	460,6	684,47	2,08736431	0,51068712	32164,2	272	125052	1224,87878	
	460,6	684,47	1,48603995	0,42628311	32164,2	272	125052	1022,43647	
	<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	460,6	711,74	3,03128528	0,60248726	32164,2	272	125052	
460,6		281,33	2,12169996	0,51476332	32164,2	272	125052	1234,65552	
460,6		281,33	1,21211463	0,37735722	32164,2	272	125052	905,088123	
460,6		659,21	2,01178897	0,50146929	32164,2	272	125052	1202,7699	
460,6		638,02	2,76704299	0,5804527	32164,2	272	125052	1392,21095	
460,6		638,02	2,72262267	0,5765065	32164,2	272	125052	1382,74602	
460,6		659,21	2,76704299	0,5804527	32164,2	272	125052	1392,21095	
460,6		281,33	2,01178897	0,50146929	32164,2	272	125052	1202,7699	
460,6		281,33	1,21211463	0,37735722	32164,2	272	125052	905,088123	
460,6		711,74	2,12169996	0,51476332	32164,2	272	125052	1234,65552	
460,6		711,74	1,51564264	0,43111397	32164,2	272	125052	1034,02324	
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>		778,59	711,74	0,91413966	0,3136911	32164,2	274	213333	1255,63443
	778,59	281,33	1,27547233	0,38940104	32164,2	274	213333	1558,68419	
	778,59	281,33	0,72266533	0,26542569	32164,2	274	213333	1062,43895	
	778,59	659,21	1,20800421	0,37655942	32164,2	274	213333	1507,2821	
	778,59	638,02	1,66612723	0,4544652	32164,2	274	213333	1819,12128	
	778,59	638,02	1,63891137	0,45038507	32164,2	274	213333	1802,78947	
	778,59	659,21	1,66612723	0,4544652	32164,2	274	213333	1819,12128	
	778,59	281,33	1,20800421	0,37655942	32164,2	274	213333	1507,2821	
	778,59	281,33	0,72266533	0,26542569	32164,2	274	213333	1062,43895	
	778,59	711,74	1,27547233	0,38940104	32164,2	274	213333	1558,68419	
	778,59	711,74	0,91413966	0,3136911	32164,2	274	213333	1255,63443	
	<b>Rdc</b>	542,83	741,27	1,3383656	0,40090444	32164,2	393	213333	543,84599
542,83		285,83	1,86077593	0,48196942	32164,2	393	213333	653,814495	
542,83		285,83	1,04482066	0,34314686	32164,2	393	213333	465,495081	
542,83		684,47	1,76007221	0,46809532	32164,2	393	213333	634,993621	
542,83		661,65	2,43478621	0,54901997	32164,2	393	213333	744,77177	
542,83		661,65	2,39424866	0,54485962	32164,2	393	213333	739,128052	
542,83		684,47	2,43478621	0,54901997	32164,2	393	213333	744,77177	
542,83		285,83	1,76007221	0,46809532	32164,2	393	213333	634,993621	

	542,83	285,83	1,04482066	0,34314686	32164,2	393	213333	465,495081	
	542,83	741,27	1,86077593	0,48196942	32164,2	393	213333	653,814495	
	542,83	741,27	1,3383656	0,40090444	32164,2	393	213333	543,84599	
ens2	1164,3	741,27	0,63667128	0,24146782	32164,2	294	341719	1253,25685	16466,154
	1164,3	285,83	0,88216853	0,30607805	32164,2	294	341719	1588,59433	
	1164,3	285,83	0,49099451	0,19710783	32164,2	294	341719	1023,02132	
	1164,3	684,47	0,83338344	0,29413013	32164,2	294	341719	1526,58268	
	1164,3	661,65	1,15617243	0,36632106	32164,2	294	341719	1901,26523	
	1164,3	661,65	1,1365725	0,3623613	32164,2	294	341719	1880,71346	
	1164,3	684,47	1,15617243	0,36632106	32164,2	294	341719	1901,26523	
	1164,3	285,83	0,83338344	0,29413013	32164,2	294	341719	1526,58268	
	1164,3	285,83	0,49099451	0,19710783	32164,2	294	341719	1023,02132	
	1164,3	741,27	0,88216853	0,30607805	32164,2	294	341719	1588,59433	
	1164,3	741,27	0,63667128	0,24146782	32164,2	294	341719	1253,25685	
ens1	1164,3	741,27	0,63667128	0,24146782	32164,2	430	341719	400,568423	5262,9447
	1164,3	285,83	0,88216853	0,30607805	32164,2	430	341719	507,749649	
	1164,3	285,83	0,49099451	0,19710783	32164,2	430	341719	326,98009	
	1164,3	684,47	0,83338344	0,29413013	32164,2	430	341719	487,929365	
	1164,3	661,65	1,15617243	0,36632106	32164,2	430	341719	607,686138	
	1164,3	661,65	1,1365725	0,3623613	32164,2	430	341719	601,117341	
	1164,3	684,47	1,15617243	0,36632106	32164,2	430	341719	607,686138	
	1164,3	285,83	0,83338344	0,29413013	32164,2	430	341719	487,929365	
	1164,3	285,83	0,49099451	0,19710783	32164,2	430	341719	326,98009	
	1164,3	741,27	0,88216853	0,30607805	32164,2	430	341719	507,749649	
	1164,3	741,27	0,63667128	0,24146782	32164,2	430	341719	400,568423	

TAB IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y

### IV-3 Inertie des voiles :

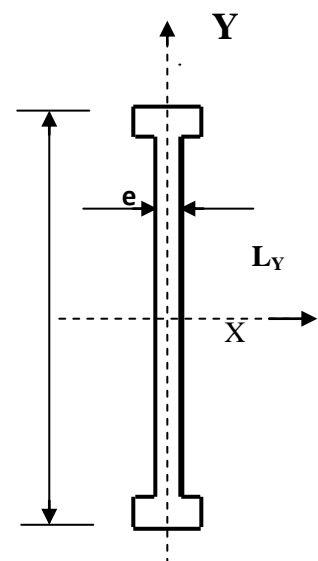
Il est à remarquer que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'auront donc à calculer que l'inertie des refonds pleins.

#### a)- Voiles longitudinaux:

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}, I_y = \frac{L.e^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à

L'axe y.(Fig VI.1)



NIVEAUX	VOILE	e(cm)	L (cm)	I(cm <sup>2</sup> )
5 étages + rdc +2ens	Vx1	0.2	3.7	0.844
	Vx2	0.2	3.6	0.777
	Vx3	0.2	3.6	0.777
	Vx4	0.2	3.7	0.844
				∑ I =3.242

TAB IV-7 : Inertie des voiles longitudinaux (X-X).

b)- Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}, I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X. (Fig VI.2)

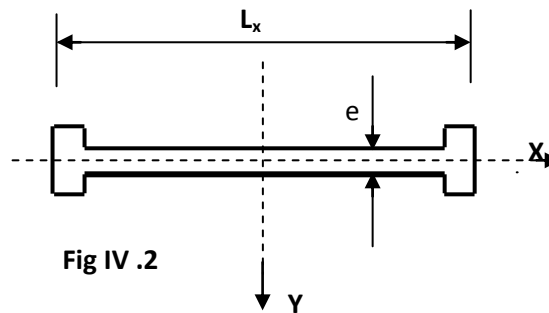


Fig IV .2

NIVEAUX	VOILE	E (cm)	L (cm)	I(cm <sup>2</sup> )
5 étages + rdc +2ens	Vy1	0.2	1.88	0,11
	Vy2	0.2	1.88	0,11
	Vy3	0.2	1.88	0,11
	Vy4	0.2	1.88	0,11
	Vy5	0.2	1.88	0,11
	Vy6	0.2	1.88	0,11
				∑ I =0,66

TAB IV-8 : Inertie des voiles transversaux (Y-Y).

IV-3-1- Calcul des rigidités des voiles :

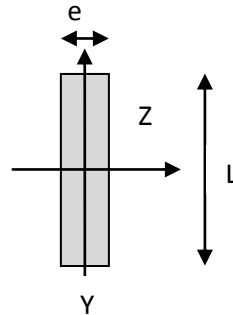
Les voiles entrant dans la composition de la structure sont des voiles pleins dont les inerties sont données par :

✓ **Sens longitudinal (X-X):**

$$I_y = \frac{el^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \Rightarrow (e \ll l) \Rightarrow I_x = 0$$

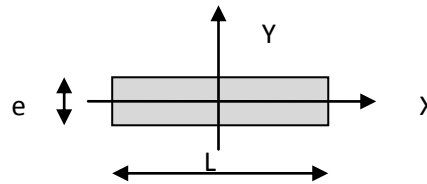


✓ **Sens transversal (Y-Y) :**

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x \Rightarrow I_y = 0$$



-calcul de la rigidité des voiles par niveau :

Dans le sens xx :  $r_x^j = \frac{12EI_x}{h^3}$

$$R_x^j = \sum r_x^j$$

Dans le sens yy:  $r_y^j = \frac{12EI_y}{h^3}$

$$R_y^j = \sum r_y^j$$

**Remarque :**

- ⚙ Les voiles ont une faible rigidité suivant leurs épaisseurs par rapport à leurs longueurs.
- ⚙ Les inerties des refends dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-après

## 1) Sens xx

Niveau	voiles	L(cm)	E (cm)	$I_y(\text{cm}^4)$	$h_e(\text{cm})$	E(mpa)	$r_{ix}$	$R_{jy}$ $10^5(\text{KN/m})$
<b>Etages courants</b>	Vx1	360	20	77760000	289	32164,2	1243416,77	6607215,2
	Vx2	370	20	84421666. 67	289	32164,2	1349939,77	
	Vx3	370	20	84421666. 67	289	32164,2	1349939,77	
	Vx4	360	20	77760000	289	32164,2	1243416,77	
	Vx5	188	20	11074453, 33	289	32164,2	177085,4	
<b>rdc</b>	Vx1	360	20	77760000	408	32164,2	441905,864	1906274,73
	Vx2	370	20	84421666. 67	408	32164,2	479763,75	
	Vx3	370	20	84421666. 67	408	32164,2	479763,75	
	Vx4	360	20	77760000	408	32164,2	441905,86	
	Vx5	188	20	11074453, 33	408	32164,2	62935,51	
<b>Ens2</b>	Vx1	360	20	77760000	306	32164,2	1047480,56	4518577,16
	Vx2	370	20	84421666 .67	306	32164,2	1137217,78	
	Vx3	370	20	84421666 .67	306	32164,2	1137217,78	
	Vx4	360	20	77760000	306	32164,2	1047480,56	
	Vx5	188	20	11074453, 33	306	32164,2	149180,48	
<b>Ens1</b>	Vx1	360	20	77760000	442	32164,2	347570,92	1499336,68
	Vx2	370	20	84421666 .67	442	32164,2	377347,18	
	Vx3	370	20	84421666 .67	442	32164,2	377347,18	
	Vx4	360	20	77760000	442	32164,2	347570,92	
	Vx5	188	20	11074453, 33	442	32164,2	49500,48	

TAB IV-9 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

2) Sens yy :

Niveau	voiles	L(cm)	e(cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	E(mpa)	r <sub>ix</sub>	R <sub>jy</sub> 10 <sup>5</sup> (KN/m)
Etages courants	Vy	188	20	11074453,3	289	32164,2	177085,4	1275718,29
	Vy7	200	20	13333333,33	289	32164,2	213205,89	
Rdc	Vy	188		11074453,3	408	32164,2	62935,51	453385,67
	Vy7	200	20	13333333,33	408	32164,2	75772,61	
Ens2	Vy	188	20	11074453,3	306	32164,2	149180,48	1074692,02
	Vy7	200	20	13333333,33	306	32164,2	179609,14	
Ens1	Vy	188	20	11074453,3	442	32164,2	49500,48	356600,08
	Vy7	200	20	13333333,33	442	32164,2	59597,2	

TAB IV-10 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

**IV-3-2-Calcul des inerties fictives des portiques :**

Dans le but ce comparer l’inertie des voiles à celle des portique, nous allons utiliser la méthode exposée dans l’ouvrage d’Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

**Principe de la méthode :**

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l’effet d’une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage, sous l’effet du même système de forces horizontales, (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l’inertie du refend choisi à 1 m<sup>4</sup>, il est possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l’hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

$I_{en}$  : inertie fictive du portique au niveau  $n$ .

$f_n$  : flèche du refend au même niveau  $n$ .

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau  $n$ .

$D_n$  : déplacement du niveau  $n$  (somme des déplacements des portiques du niveau  $n$ ).

**IV-3-2-1- Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :**

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E_i \cdot I} \quad ; \quad I = 1 \text{ m}^4,$$

$f_i$  : flèche du refend au niveau « i »,

$S_i$  : élément de surface du niveau « i »,

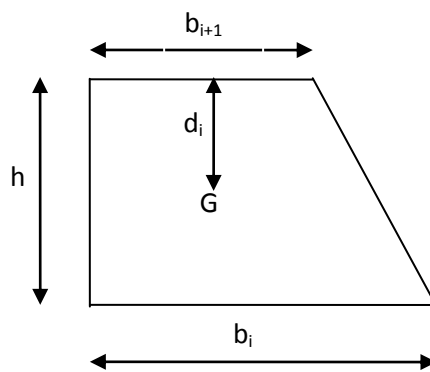
$d_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit coté ( $b_{i+1}$ ),

$h_i$  : hauteur du trapèze (hauteur du niveau <i>).

**D'où :** -la surface du trapèze :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

-La distance entre le centre de gravité d'un trapèze et son petit coté :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$



**Figure IV.3**

Les tableaux suivant donnent les aires « $S_i$ », et la position du centre de gravité « $d_i$ » par rapport à la petite base des trapèzes constituant le diagramme des moments.

- Ens1

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
4,42	26,01	22,13	106,3894	2,145760283	228,286149
4,42	23,12	19,24	93,6156	2,137677054	200,11992
4,42	20,23	16,35	80,8418	2,127039366	171,953691
4,42	17,34	13,46	68,068	2,112409091	143,787462
4,42	14,45	10,57	55,2942	2,091019185	115,621233
4,42	11,56	7,68	42,5204	2,056777547	87,455004
4,42	7,48	3,06	23,2934	1,896774194	44,18232
4,42	4,42	0	9,7682	1,47	14,359254
<b>Somme</b>					<b>1005,765033</b>

Tableau IV-11-calcul de  $S_i*d_i$  pour ens1.

- Ens2 :

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
3,06	26,01	18,53	68,1462	1,444351145	98,427042
3,06	23,12	15,64	59,3028	1,431578947	84,89664
3,06	20,23	12,75	50,4594	1,414329897	71,366238
3,06	17,34	9,86	41,616	1,38975	57,835836
3,06	14,45	6,97	32,7726	1,351904762	44,305434
3,06	11,56	4,08	23,9292	1,286086957	30,775032
3,06	7,48	0	11,4444	1,02	11,673288
3,06	4,42	0	6,7626	1,02	6,897852
<b>Somme</b>					<b>406,177362</b>

Tableau IV-12-calcul de  $S_i*d_i$  pour ens2.

- Rdc

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
4,08	26,01	14,45	81,7292	1,845714286	150,848752
4,08	23,12	11,56	70,0536	1,813333333	127,030528
4,08	20,23	8,67	58,378	1,768	103,212304
4,08	17,34	5,78	46,7024	1,7	79,39408
4,08	14,45	2,89	35,0268	1,586666667	55,575856
4,08	11,56	0	23,3512	1,36	31,757632
4,08	7,48	0	15,1096	1,36	20,549056
4,08	4,42	0	8,9284	1,36	12,142624
<b>Somme</b>					<b>580,510832</b>

Tableau IV-13-calcul de  $S_i*d_i$  pour RDC.

Etage1 :

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
2,89	26,01	11,56	54,1008	1,255384615	67,917312
2,89	23,12	8,67	45,7776	1,221818182	55,931904
2,89	20,23	5,78	37,4544	1,173333333	43,946496
2,89	17,34	2,89	29,1312	1,097142857	31,961088
2,89	14,45	0	20,808	0,96	19,97568
2,89	11,56	0	16,6464	0,96	15,980544
2,89	7,48	0	10,7712	0,96	10,340352
2,89	4,42	0	6,3648	0,96	6,110208
<b>Somme</b>					<b>252,163584</b>

Tableau IV-14-calcul de  $S_i d_i$  pour étage 1.

Etage2 :

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
2,89	26,01	8,67	49,9392	1,2	59,92704
2,89	23,12	5,78	41,616	1,152	47,941632
2,89	20,23	2,89	33,2928	1,08	35,956224
2,89	17,34	0	24,9696	0,96	23,970816
2,89	14,45	0	20,808	0,96	19,97568
2,89	11,56	0	16,6464	0,96	15,980544
2,89	7,48	0	10,7712	0,96	10,340352
2,89	4,42	0	6,3648	0,96	6,110208
<b>Somme</b>					<b>220,202496</b>

Tableau IV-15-calcul de  $S_i d_i$  pour étage2.

Etage3 :

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
2,89	26,01	5,78	45,7776	1,134545455	51,936768
2,89	23,12	2,89	37,4544	1,066666667	39,95136
2,89	20,23	0	29,1312	0,96	27,965952
2,89	17,34	0	24,9696	0,96	23,970816
2,89	14,45	0	20,808	0,96	19,97568
2,89	11,56	0	16,6464	0,96	15,980544
2,89	7,48	0	10,7712	0,96	10,340352
2,89	4,42	0	6,3648	0,96	6,110208
<b>Somme</b>					<b>196,23168</b>

Tableau IV-16-calcul de  $S_i d_i$  pour étage3.

## Etage4

H(m)	B(m)	b(m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
2,89	26,01	2,89	41,616	1,056	43,946496
2,89	23,12	0	33,2928	0,96	31,961088
2,89	20,23	0	29,1312	0,96	27,965952
2,89	17,34	0	24,9696	0,96	23,970816
2,89	14,45	0	20,808	0,96	19,97568
2,89	11,56	0	16,6464	0,96	15,980544
2,89	7,48	0	10,7712	0,96	10,340352
2,89	4,42	0	6,3648	0,96	6,110208
<b>Somme</b>					<b>180,251136</b>

Tableau IV-17-calcul de S<sub>i</sub>x d<sub>i</sub> pour étage4.

## Etage5

H(m)	B(m)	b(m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
2,89	26,01	0	37,4544	0,96	35,956224
2,89	23,12	0	33,2928	0,96	31,961088
2,89	20,23	0	29,1312	0,96	27,965952
2,89	17,34	0	24,9696	0,96	23,970816
2,89	14,45	0	20,808	0,96	19,97568
2,89	11,56	0	16,6464	0,96	15,980544
2,89	7,48	0	10,7712	0,96	10,340352
2,89	4,42	0	6,3648	0,96	6,110208
<b>Somme</b>					<b>172,260864</b>

Tableau IV-18-calcul de S<sub>i</sub>x d<sub>i</sub> pour étage5.

## IV-3-2-2-Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76}{EI}$$

$$f_2 = \frac{\sum_{i=1}^2 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17}{EI} = \frac{1411,93}{EI}$$

$$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^4 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17 + 580,51 + 252,16}{EI} = \frac{2244,6}{EI}$$

$$f_5 = \frac{\sum_{i=1}^5 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17 + 580,51 + 252,16 + 220.202}{EI} = \frac{2464.802}{EI}$$

$$f_6 = \frac{\sum_{i=1}^6 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17 + 580,51 + 252,16 + 220.202 + 196.23}{EI} = \frac{2661.032}{EI}$$

$$f_7 = \frac{\sum_{i=1}^7 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17 + 580,51 + 252,16 + 220.202 + 196.23 + 180.251}{EI} = \frac{2841.283}{EI}$$

$$f_8 = \frac{\sum_{i=1}^8 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1005,76 + 406,17 + 580,51 + 252,16 + 220.202 + 196.23 + 180.251 + 172.26}{EI} = \frac{3013.543}{EI}$$

**IV3-2-3-Calcul des déplacements des portiques :**

Le déplacement de chaque niveau :  $\Delta_n = h \mathbf{E}\psi_n$

Avec :

$$\mathbf{E}\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum Kp_n} + \frac{E \cdot \theta_n + E \theta_{(n+1)}}{2}$$

**h** : hauteur du portique considéré.

$\sum \mathbf{K}_{pn}$  : somme des raideurs des poteaux au niveau **n**.

**E** : module de YOUNG du béton,

**Eθ<sub>n</sub> ; Eθ<sub>n+1</sub>** : rotation d'étage,

**M<sub>n</sub>** : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

**T<sub>n</sub>** : Effort tranchant au niveau « n »

Calcul des rotations d'étage :

✓ Poteau encastré à sa base :  $\mathbf{E}\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum Kt_1 + 2 \sum Kp_1}$

✓ Poteau articulé à sa base :  $\mathbf{E}\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

**K<sub>t<sub>n</sub></sub>** : raideurs des poutres par niveau,

**K<sub>p<sub>n</sub></sub>** : raideurs des poteaux par niveau.

$$M_n = h.T_n$$

$$M_{n+1} = h.T_{n+1}$$

✿ **Inerties fictives des portiques** 
$$I_{e.i} = \frac{f_i}{\Delta i}$$

$I_{e.i}$  : inertie équivalente du niveau « i »,

$f_i$  : flèche du refend au niveau « i »,

$\Delta i$  : déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Inertie fictives des portiques selon XX :

Niveaux	Portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m <sup>3</sup> 10-4	$\sum K_{poutres}$ M <sup>3</sup> 10-4	$E\theta_n$ t m- 2	$E\omega_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$	Eif	I m <sup>4</sup>	$\sum I$
5	(A-A)	2,89	2,89	0	10,227	100,571	11,973	259,434	7497,65299	146862,476	3013,55299	0,021	0,07
	(B-B)(C-C)	2,89	2,89	0	10,227	19,555	61,578	358,645	10364,8309	255743,763	3013,55299	0,012	
	(D-D)(E-E)	2,89	2,89	0	10,227	41,411	29,078	293,645	8486,32927	185112,242	3013,55299	0,016	
	(F-F)	2,89	2,89	0	10,227	22,709	53,026	341,540	9870,49714	237393,962	3013,55299	0,013	
	(G-G)	2,89	2,89	0	10,227	20,114	59,867	355,222	10265,9142	252561,984	3013,55299	0,012	
4	(A-A)	2,89	5,78	2,89	10,227	100,571	35,920	516,731	14933,5169	139364,823	2841,29212	0,020	0,07
	(B-B)(C-C)	2,89	5,78	2,89	10,227	19,555	184,735	715,154	20667,9631	245378,932	2841,29212	0,012	
	(D-D)(E-E)	2,89	5,78	2,89	10,227	41,411	87,235	585,151	16910,8611	176625,913	2841,29212	0,016	
	(F-F)	2,89	5,78	2,89	10,227	22,709	159,078	680,943	19679,2474	227523,465	2841,29212	0,012	
	(G-G)	2,89	5,78	2,89	10,227	20,114	179,601	708,309	20470,1429	242296,070	2841,29212	0,012	
3	(A-A)	2,89	8,67	5,78	18,769	108,307	55,590	451,652	13052,7365	124431,306	2661,04099	0,021	0,08
	(B-B)(C-C)	A	8,067	5,78	18,769	19,830	303,622	749,290	21654,487	224710,969	2661,04099	0,012	
	(D-D)(E-E)	2,89	8,67	5,78	18,769	42,666	141,115	554,282	16018,7452	159715,052	2661,04099	0,017	
	(F-F)	2,89	8,67	5,78	18,769	23,081	260,857	697,971	20171,3703	207844,218	2661,04099	0,013	
	(G-G)	2,89	8,67	5,78	18,769	20,405	295,067	739,023	21357,7687	221825,927	2661,04099	0,012	
2	(A-A)	2,89	11,56	8,67	18,769	108,307	77,827	598,354	17292,4202	111378,570	2464,80931	0,022	0,08
	(B-B)(C-C)	2,89	11,56	8,67	18,769	19,830	425,071	995,195	28761,1443	203056,482	2464,80931	0,012	
	(D-D)(E-E)	2,89	11,56	8,67	18,769	42,666	197,562	735,192	21247,0467	143696,307	2464,80931	0,017	
	(F-F)	2,89	11,56	8,67	18,769	23,081	365,199	926,777	26783,8427	187672,848	2464,80931	0,013	

	(G-G)	2,89	11,56	8,67	18,769	20,405	413,093	989,730	28603,1841	200468,158	2464,80931	0,012	
1	(A-A)	2,89	14,45	11,6	31,722	117,333	92,365	487,125	14077,9126	94086,149	2244,60681	0,024	0,08
	(B-B)(C-C)	2,89	14,45	11,6	31,722	20,114	538,804	1006,872	29098,587	174295,337	2244,60681	0,013	
	(D-D)(E-E)	2,89	14,45	11,6	31,722	44,000	246,307	666,340	19257,2188	122449,260	2244,60681	0,018	
	(F-F)	2,89	14,45	11,6	31,722	23,466	461,838	917,262	26508,8602	160889,005	2244,60681	0,014	
	(G-G)	2,89	14,45	11,6	31,722	20,075	539,851	997,164	28818,0458	171864,974	2244,60681	0,013	
rdc	(A-A)	4,08	18,53	14,5	23,092	111,999	122,695	798,459	32577,1155	80008,237	1992,44323	0,025	0,09
	(B-B)(C-C)	4,08	18,53	14,5	23,092	19,199	715,749	1455,693	59392,2808	145196,750	1992,44323	0,014	
	(D-D)(E-E)	4,08	18,53	14,5	23,092	42,000	327,183	1025,086	41823,5064	103192,041	1992,44323	0,019	
	(F-F)	4,08	18,53	14,5	23,092	22,399	613,495	1342,381	54769,1391	134380,145	1992,44323	0,015	
	(G-G)	4,08	18,53	14,5	23,092	19,764	695,288	1433,033	58467,7589	143046,929	1992,44323	0,014	
ens2	(A-A)	3,06	21,59	18,5	49,747	122,181	136,819	509,407	15587,858	47431,121	1411,9324	0,030	0,10
	(B-B)(C-C)	3,06	21,59	18,5	49,747	19,478	858,233	1235,565	37808,2875	85804,469	1411,9324	0,016	
	(D-D)(E-E)	3,06	21,59	18,5	49,747	43,354	385,585	769,235	23538,6021	61368,535	1411,9324	0,023	
	(F-F)	3,06	21,59	18,5	49,747	22,779	733,863	1116,019	34150,1784	79611,006	1411,9324	0,018	
	(G-G)	3,06	21,59	18,5	49,747	20,059	833,375	1211,839	37082,2864	84579,170	1411,9324	0,017	
ens1	(A-A)	4,42	26,01	21,6	33,809	122,181	158,669	720,436	31843,2632	31843,26325	1005,75503	0,032	0,12
	(B-B)(C-C)	4,42	26,01	21,6	33,809	19,478	889,570	1085,886	47996,182	47996,18203	1005,75503	0,021	
	(D-D)(E-E)	4,42	26,01	21,6	33,809	43,354	429,559	855,881	37829,9326	37829,93258	1005,75503	0,027	
	(F-F)	4,42	26,01	21,6	33,809	22,779	774,848	1028,526	45460,8272	45460,82722	1005,75503	0,022	
	(G-G)	4,42	26,01	21,6	33,809	20,059	866,977	1074,590	47496,8832	47496,88323	1005,75503	0,021	

Tableaux IV-18-Inertie fictives selon xx .

Inertie fictives selon YY :

Niveaux	portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m <sup>3</sup> 10-4	$\sum K_{poutres}$ M <sup>3</sup> 10-4	E $\theta_n$ t m- 2	En Tm-2	E $\Delta_n$ kn/m	Dn= $\sum E\Delta_n$	Eif	I m <sup>4</sup>	$\sum I$
5	(A-A)(L-L)	2,89	2,89	0	10,037	28,346	42,481	324,903	9389,690074	232319,335	3014	0,013	0,049
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	2,89	2,89	0	10,037	11,728	102,676	445,293	12868,96561	334741,248	3014	0,009	
	(E-E)(F-F)	2,89	2,89	0	10,037	26,398	45,616	331,173	9570,912691	224733,020	3014	0,013	
	(D-D)(G-G)	2,89	2,89	0	10,037	25,606	47,027	333,994	9652,425839	214865,831	3014	0,014	
4	(A-A)(L-L)	2,89	5,78	2,89	10,037	28,346	127,443	645,886	18666,10888	222929,645	2841	0,013	0,049
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	2,89	5,78	2,89	10,037	11,728	308,028	886,666	25624,63517	321872,282	2841	0,009	
	(E-E)(F-F)	2,89	5,78	2,89	10,037	26,398	136,849	658,427	19028,55316	215162,107	2841	0,013	
	(D-D)(G-G)	2,89	5,78	2,89	10,037	25,606	141,080	664,070	19191,61799	205213,405	2841	0,014	
3	(A-A)(L-L)	2,89	8,67	5,78	18,424	29,432	204,566	637,631	18427,53539	204263,536	2661	0,013	0,05
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	2,89	8,67	5,78	18,424	11,910	505,540	998,799	28865,3025	296247,647	2661	0,009	
	(E-E)(F-F)	2,89	8,67	5,78	18,424	27,337	220,243	656,443	18971,20093	196133,554	2661	0,014	
	(D-D)(G-G)	2,89	8,67	5,78	18,424	26,489	227,297	664,908	19215,83286	186021,787	2661	0,014	
2	(A-A)(L-L)	2,89	11,6	8,67	18,424	29,432	286,393	843,121	24366,18264	185836,001	2465	0,013	0,051
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	2,89	11,6	8,67	18,424	11,910	707,756	1304,773	37707,9407	267382,345	2465	0,009	
	(E-E)(F-F)	2,89	11,6	8,67	18,424	27,337	308,340	868,203	25091,06784	177162,353	2465	0,014	
	(D-D)(G-G)	2,89	11,6	8,67	18,424	26,489	318,216	879,490	25417,25515	166805,954	2465	0,015	
1	(A-A)(L-L)	2,89	14,5	11,6	31,144	30,605	354,111	778,229	22490,81998	161469,818	2245	0,014	0,055
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	2,89	14,5	11,6	31,144	12,660	856,053	1357,402	39228,93167	229674,404	2245	0,010	

	(E-E)(F-F)	2,89	14,5	11,6	<i>31,144</i>	<i>28,346</i>	382,329	809,433	23392,60111	152071,285	2245	0,015	
	(D-D)(G-G)	2,89	14,5	11,6	<i>31,144</i>	<i>27,435</i>	395,027	823,474	23798,40087	141388,699	2245	0,016	
Rdc	(A-A)(L-L)	4,08	18,5	14,5	<i>22,799</i>	<i>32,028</i>	429,048	1126,734	45970,74927	138978,998	1992	0,014	0,056
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	4,08	18,5	14,5	<i>22,799</i>	<i>12,660</i>	1085,453	1829,241	74633,04517	190445,472	1992	0,010	
	(E-E)(F-F)	4,08	18,5	14,5	<i>22,799</i>	<i>29,664</i>	463,237	1163,322	47463,55527	128678,684	1992	0,015	
	(D-D)(G-G)	4,08	18,5	14,5	<i>22,799</i>	<i>28,711</i>	478,622	1179,789	48135,40143	117590,298	1992	0,017	
ens2	(A-A)(L-L)	3,06	21,6	18,5	<i>48,900</i>	<i>35,581</i>	469,821	861,315	26356,22523	93008,249	1412	0,015	0,064
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	3,06	21,6	18,5	<i>48,900</i>	<i>13,720</i>	1218,430	1577,987	48286,41238	115812,427	1412	0,012	
	(E-E)(F-F)	3,06	21,6	18,5	<i>48,900</i>	<i>32,855</i>	508,808	900,582	27557,80536	81215,129	1412	0,017	
	(D-D)(G-G)	3,06	21,6	18,5	<i>48,900</i>	<i>31,759</i>	526,357	918,179	28096,2864	69454,897	1412	0,020	
ens1	(A-A)(L-L)	4,42	26	21,6	<i>33,416</i>	<i>35,581</i>	516,956	1507,964	66652,0239	66652,0239	1006	0,015	0,073
	(B-B)(C-C) (H-H)(I-I)	4,42	26	21,6	<i>33,416</i>	<i>13,720</i>	1201,692	1527,738	67526,0148	67526,0148	1006	0,015	
	(E-E)(F-F)	4,42	26	21,6	<i>33,416</i>	<i>32,855</i>	556,503	1213,967	53657,3234	53657,3234	1006	0,019	
	(D-D)(G-G)	4,42	26	21,6	<i>33,416</i>	<i>31,759</i>	574,149	935,715	41358,61025	41358,6103	1006	0,024	

Tableaux IV-19-Inertie fictives selon YY .

Les inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	Somme
Sens xx	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.1	0.12	0.69
Sens yy	0.049	0.049	0.05	0.051	0.055	0.056	0.064	0.073	0.447

#### IV-4- Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Sens transversal (y-y) :**

Inertie totale (voiles + portiques).....1.107  $m^4$  .....100 %

Inertie moyenne des portiques.....0.447  $m^4$  .....40,37 %

Inertie des voiles.....0,66  $m^4$  .....59,62 %

- **Sens longitudinal (x-x) :**

Inertie totale (voiles + portiques).....3,392  $m^4$  .....100 %

Inertie moyenne des portiques..... 0.69  $m^4$  ..... 17,54%

Inertie des voiles..... 3.242  $m^4$  .....82,46 %

#### Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, les deux systèmes de contreventement vont travailler conjointement par contre dans le sens transversal on voit que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations horizontales.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

- **Rappel (RPA 99 Révisé 2003) :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R=5 (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

*Chapitre*

**V**

***MODELISATION  
ET  
VERIFICATION***

**V -1 Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

**V -2 Choix de la méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**a -la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit le bâtiment doit avoir une hauteur totale de 30m pour la zone III et de 60m pour les zones I, II<sub>b</sub>, II<sub>a</sub> .

La hauteur de notre bâtiment est inférieure à 65m

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

**b -la méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (RPA 99/mod2003 art4.13)

**Conclusion :**

On choisit la méthode dynamique modale spectrale.

**V.3.Principe de la méthode dynamique modale spectrale**

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode dynamique modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles RPA99 version 2003 (Art4.1.3). Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V-4 Présentation de logiciel ETABS****Introduction**

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

**Méthode de calcul**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (**RPA99ver2003 /Art 4.1.2**),
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**V-4-1 Principes de la MEF**

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**V-4-2 Description du logiciel "ETABS" : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems**

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

**Rappel : (terminologie)**

<b>Grid line</b> : ligne de grille	<b>Concrete</b> : béton
<b>Joints</b> : nœuds	<b>Uniformedloads</b> : point d'application de la charge.
<b>Frame</b> : portique (cadre)	<b>Define</b> : définir
<b>Shell</b> : voile	<b>Steel</b> : acier
<b>Restraints</b> : degrés de liberté(D.D.L)	<b>Frame section</b> : coffrage d'un élément linéaire
<b>Loads</b> : charge	<b>Column</b> : poteau
<b>Materials</b> : matériaux	<b>Beam</b> : poutre

- **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II<sub>a</sub>**.
- La structure à étudiée fait **26.01 m** (RDC+5+2entres-sols) de hauteur,

- **V-4-3 Manuel d'utilisation de L'ETABS**

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7 pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

#### V-4-4 Etapes de modélisation

##### 1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :
- **Géométrie de base :**

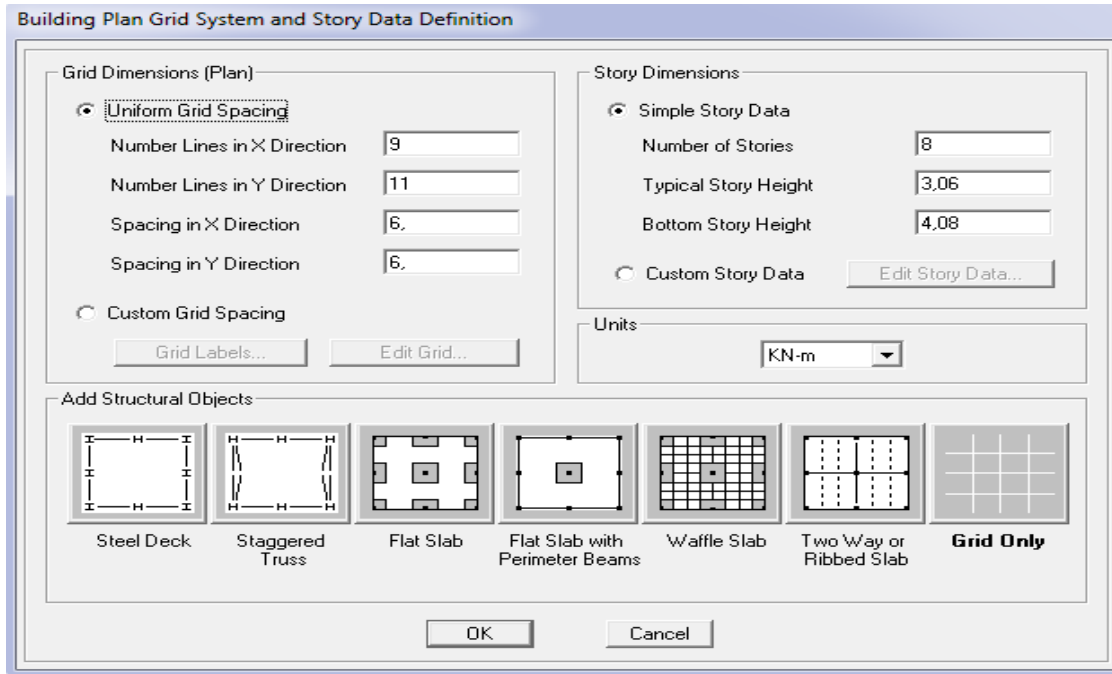


Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



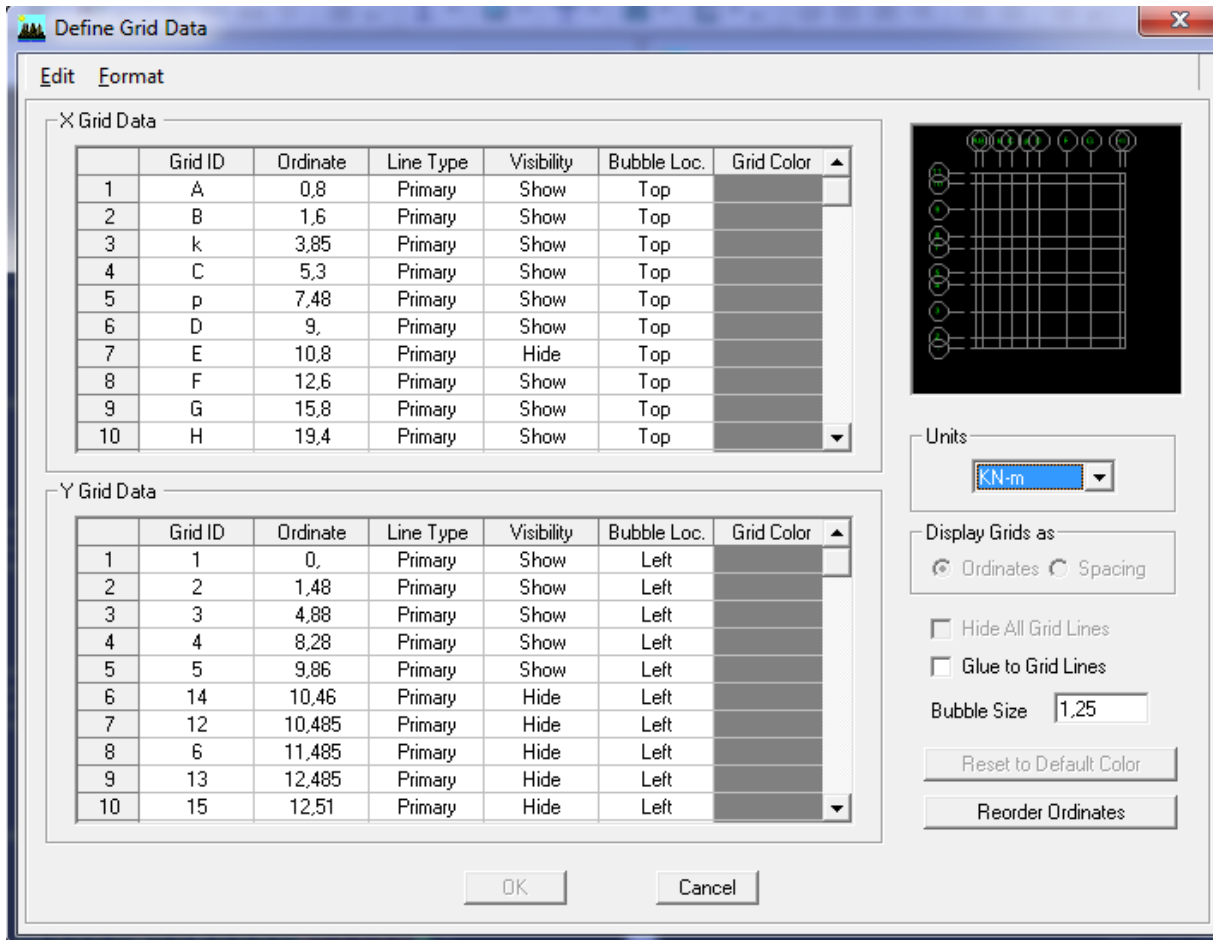
Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

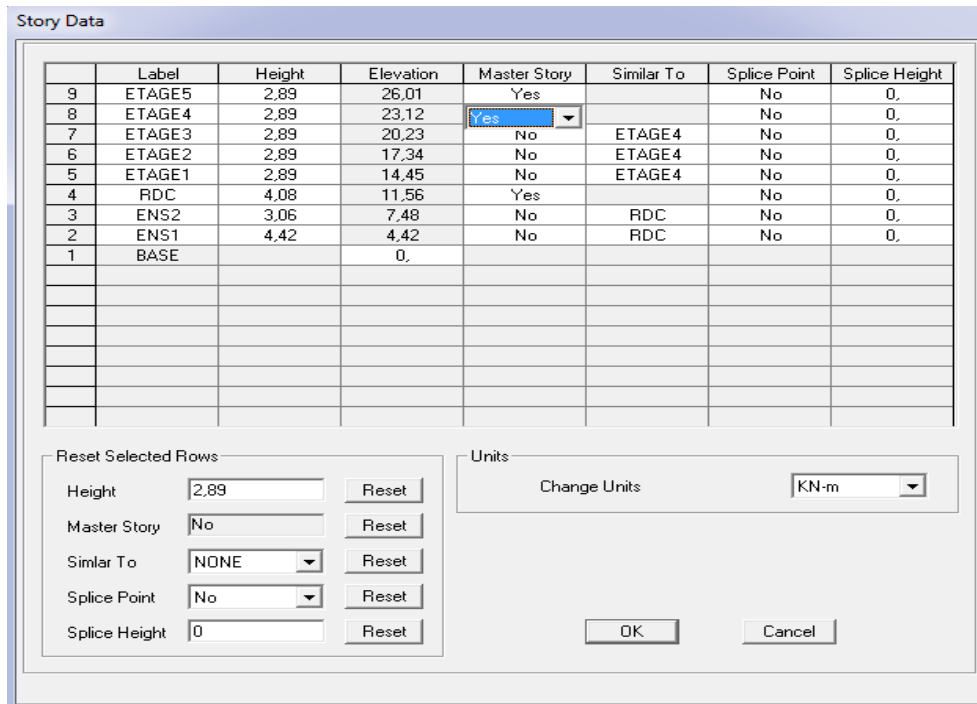
On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »



**2. Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés mécaniques des matériaux, l'acier et le béton.

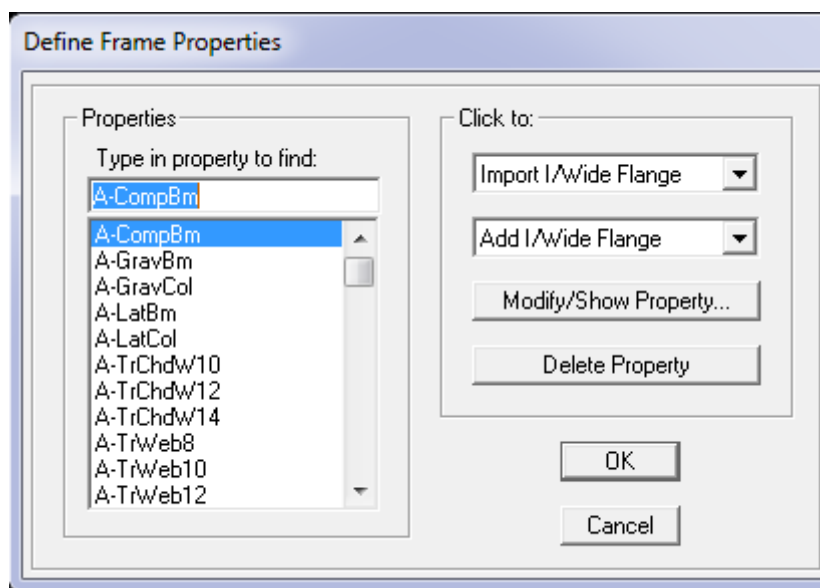


### 3. Troisième étape

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

**Define** puis **frame sections** comme nos sont rectangulaire on choisit dans la liste **Add /wideflange add rectangular**.

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section.

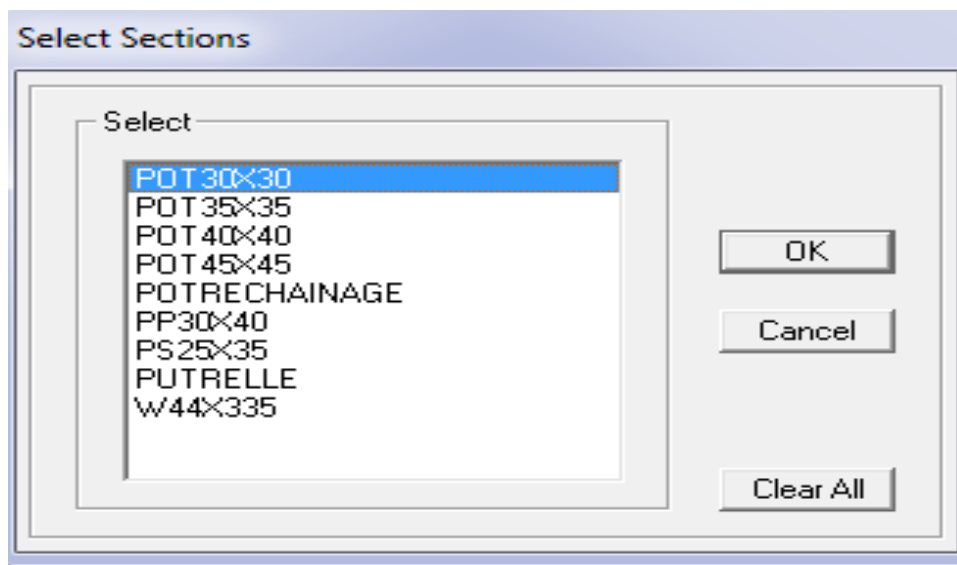
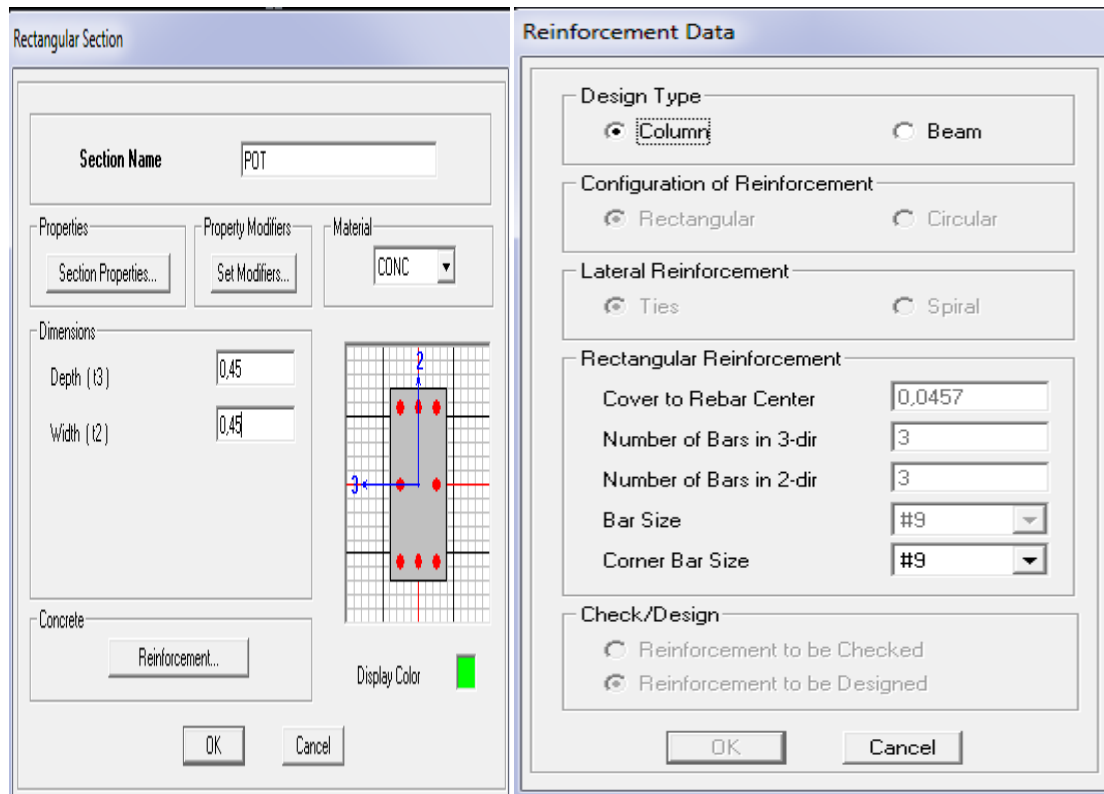


Nom de la section : Section Name

Choisir la liste des matériaux qui veut dire béton : **Material-CONC**.

Hauteur : depth

Largeur : width



Remarque : dans l'introduction des propriétés des poteaux et des poutres il faut spécifier  
 Pour les poteaux  $\mapsto$ column ,et pour les poutres  $\mapsto$ beam.

- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**  
 Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur [outil] ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

Cliquer sur [outil] ensuite sur l'intersection des lignes des grilles pour dessiner les poteaux.

Pour les planchers en ceps creux on clique sur [outil] en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

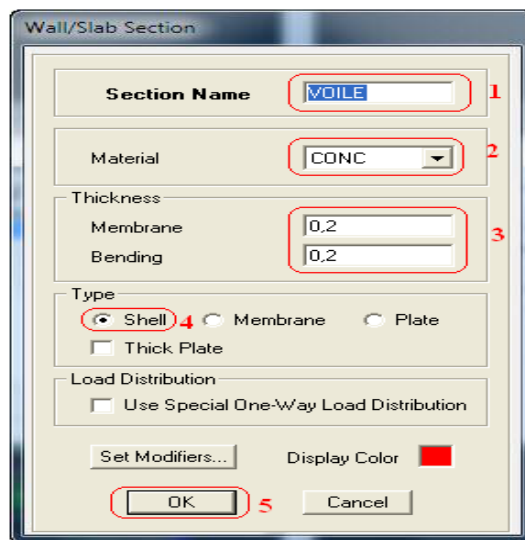
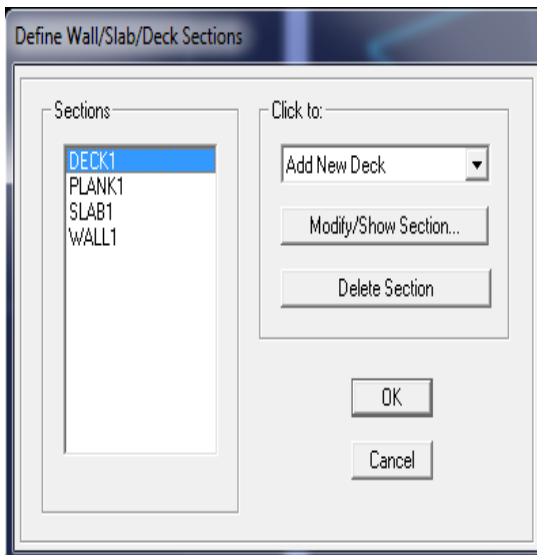
**Voile :**

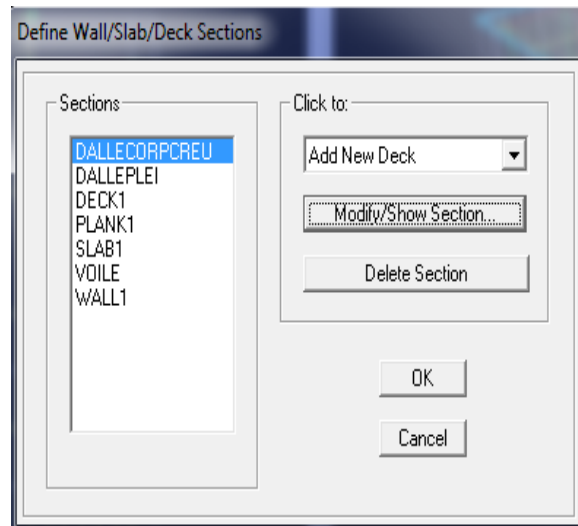
On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « **Add New Wall** » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur [outil] et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils [flèches].






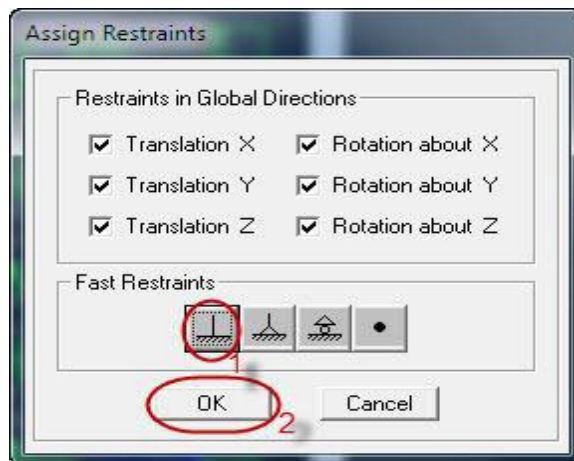
#### 4. Quatrième étape

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

Cliquer sur l'icône  qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

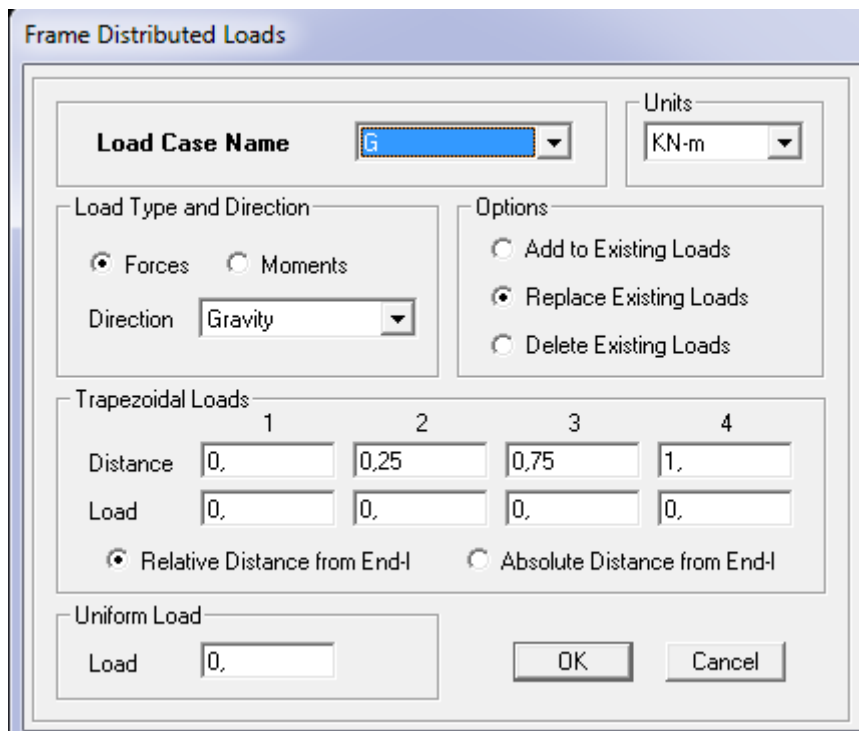
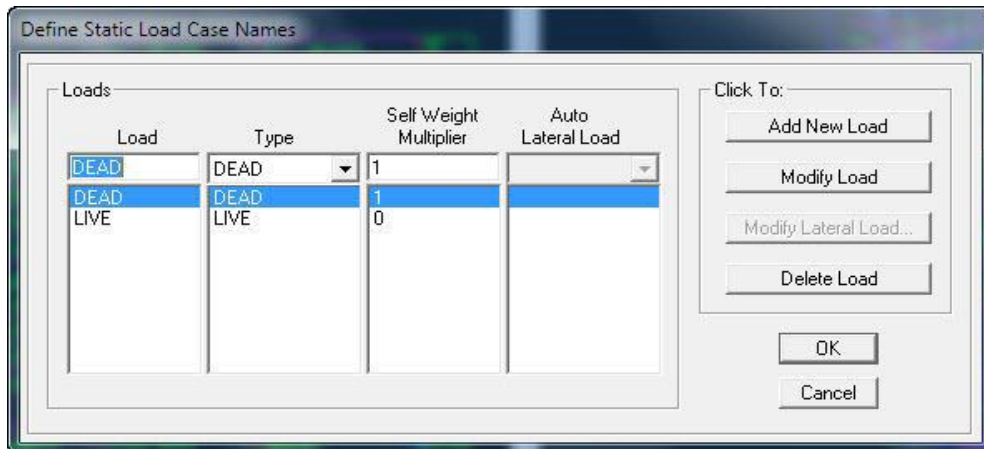


#### 5. Cinquième étape :


Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur :  
« **Define/Load Cases** ».
- **Charges permanentes :** **Load Name** (Nom de la charge): **G**  
Type : **DEAD** (permanente)  
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): **Q**  
 Type : **LIVE** (exploitation)  
**Self weight multiplier**(Coefficient interne poids propre) : **0**



• **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie

On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	2,627	0,975
Plancher étage courant à usage habitation	2,302	0,975

**Tableau-V-1** Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

- **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

**Les données à introduire dans le logiciel :**

Zone : II (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)


Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. Comportement:  $R=5$  (Mixte portiques/voiles avec interaction, voir Annexe 4.3 RPA 2003).

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1,15**

Coeff. D'amortissement :  $\xi = 10\%$

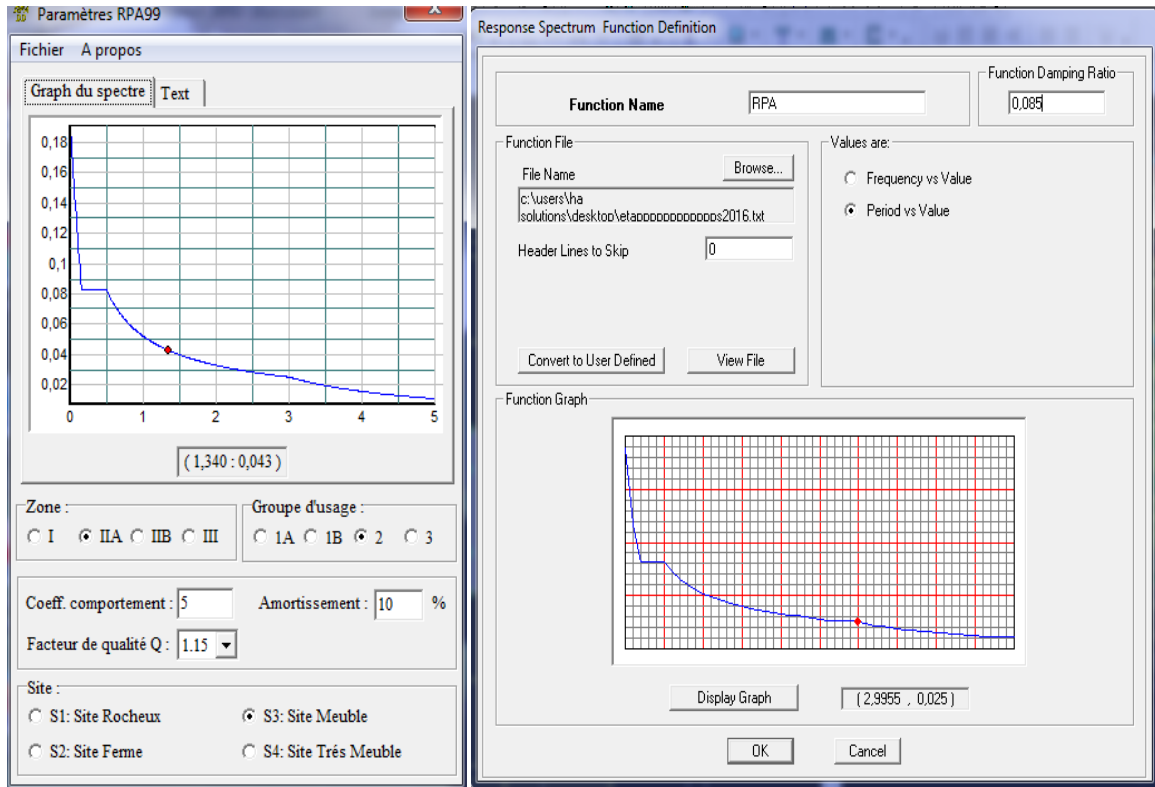
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

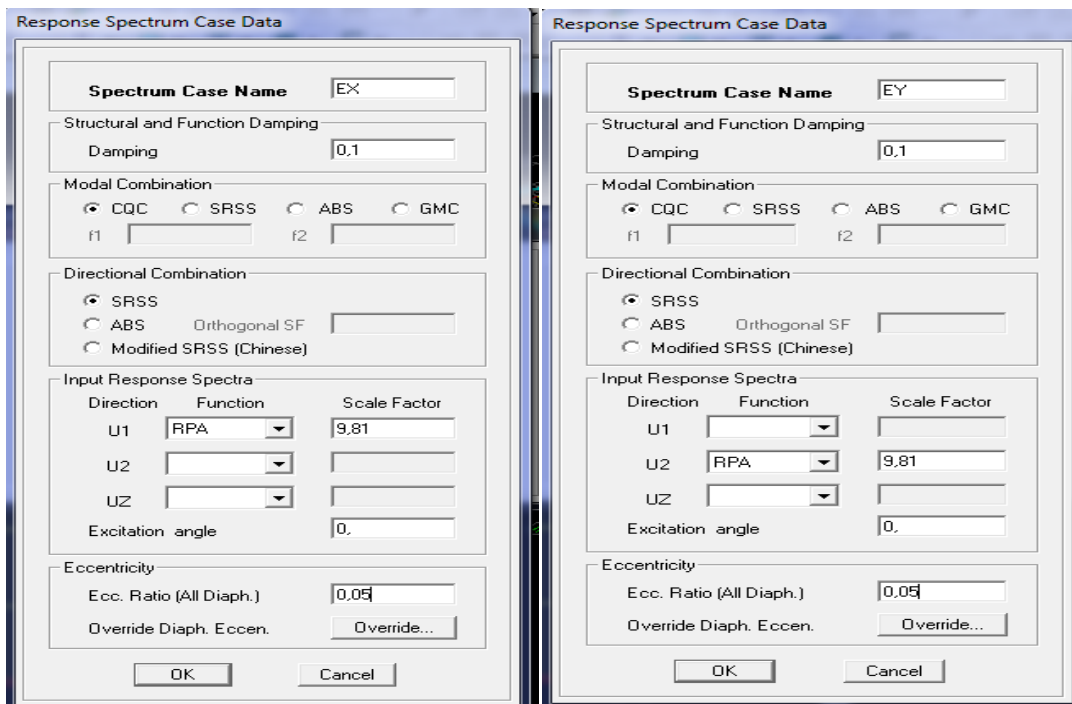
**Function Name** (nom du spectre): **RPA.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum**

Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



**6. Sixième étape**

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define/ Load combinassions**

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinitions**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

**Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

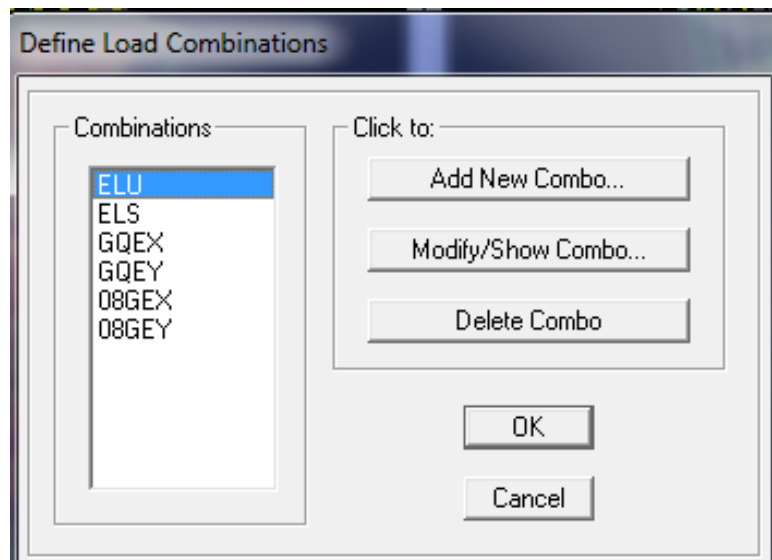
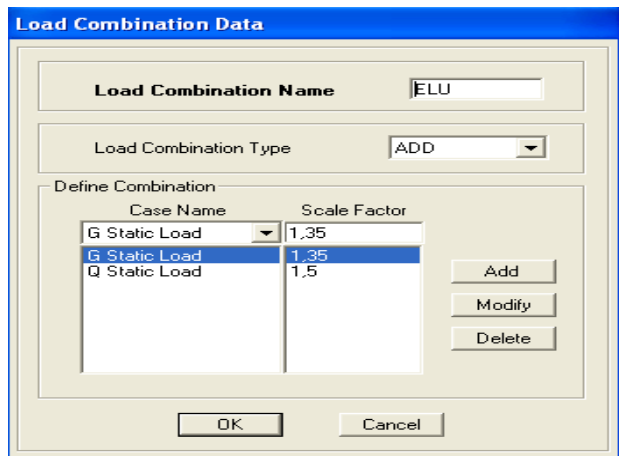
**Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE X: G+Q+EX

GQEY :G+Q+EY

08GEX:08G+EX

08GEY :0.8G+EY

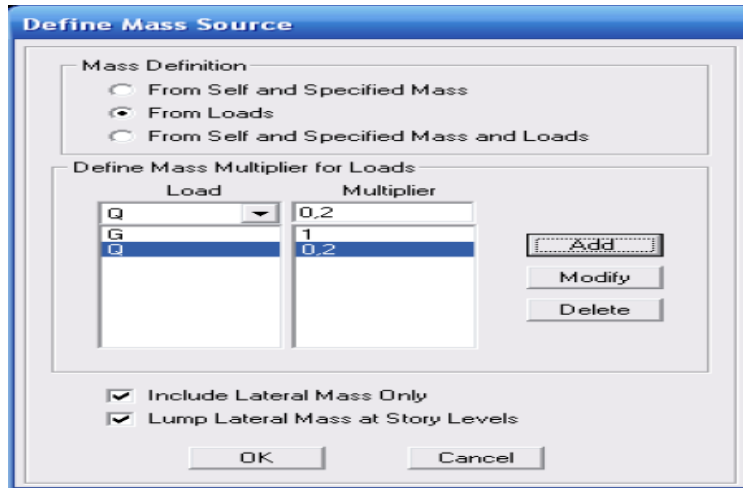


- **Mass- Source**

**Define→ Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure, dans notre cas  $\beta=0.2$  (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



- **Diaphragme :**

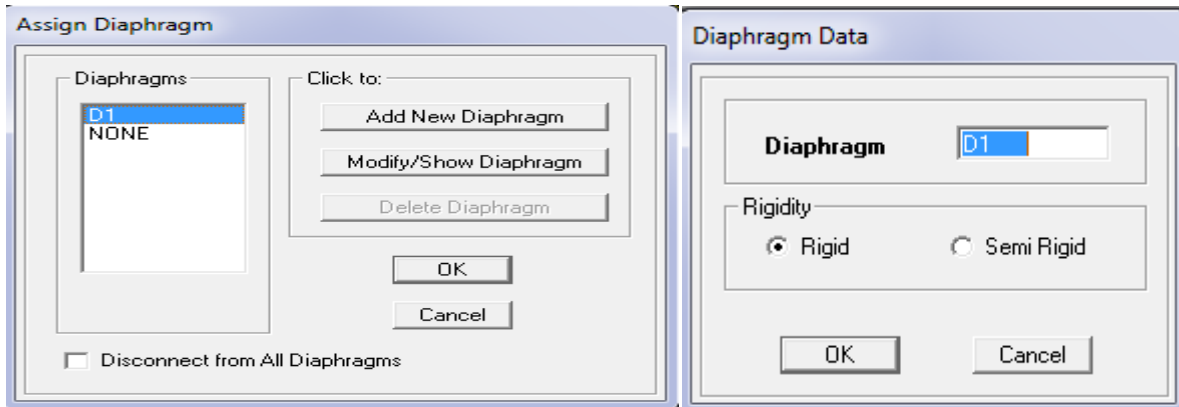
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

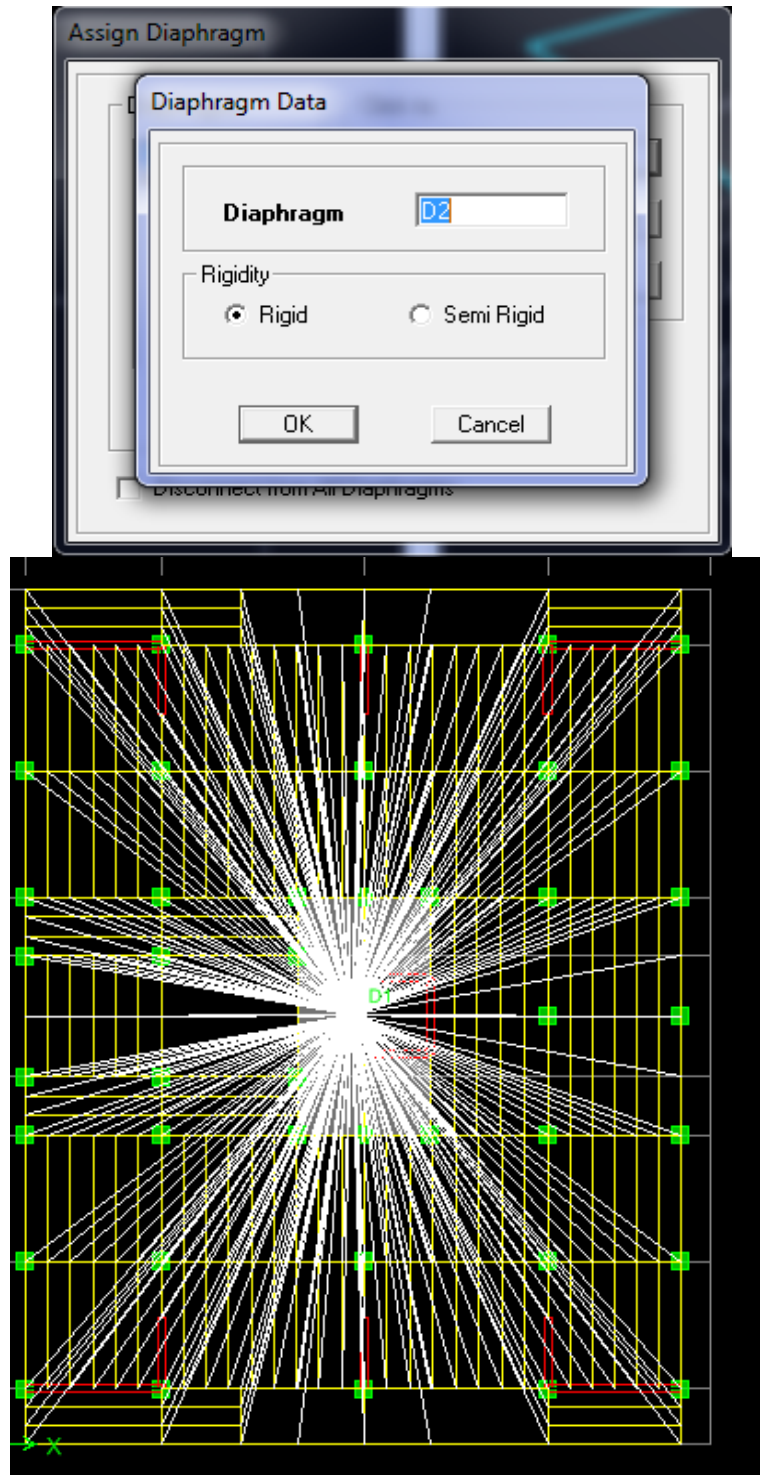
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigiddiaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers





### 7. Septième étape

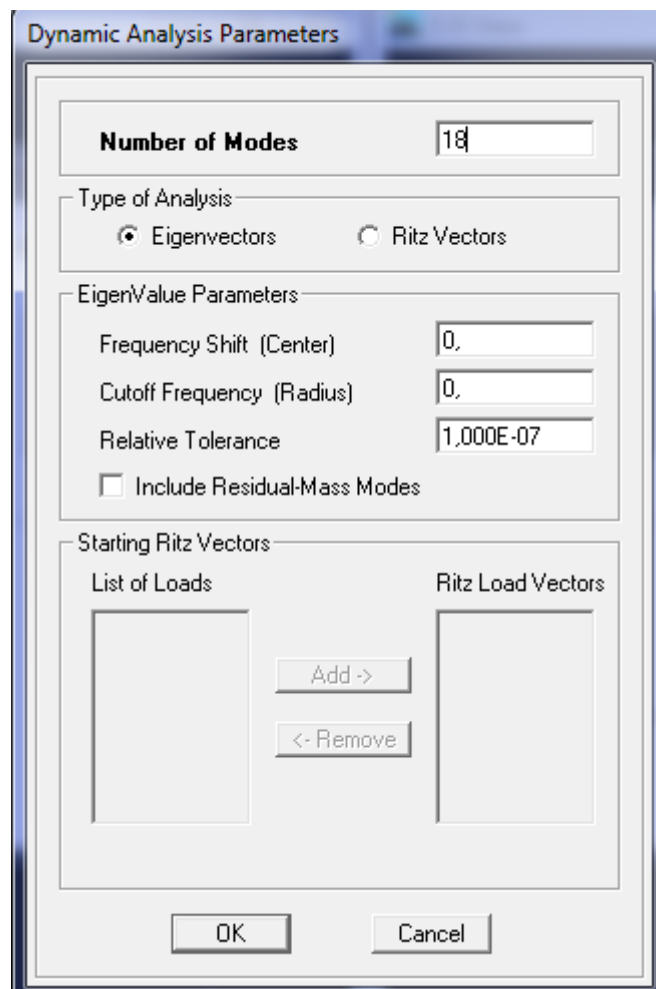
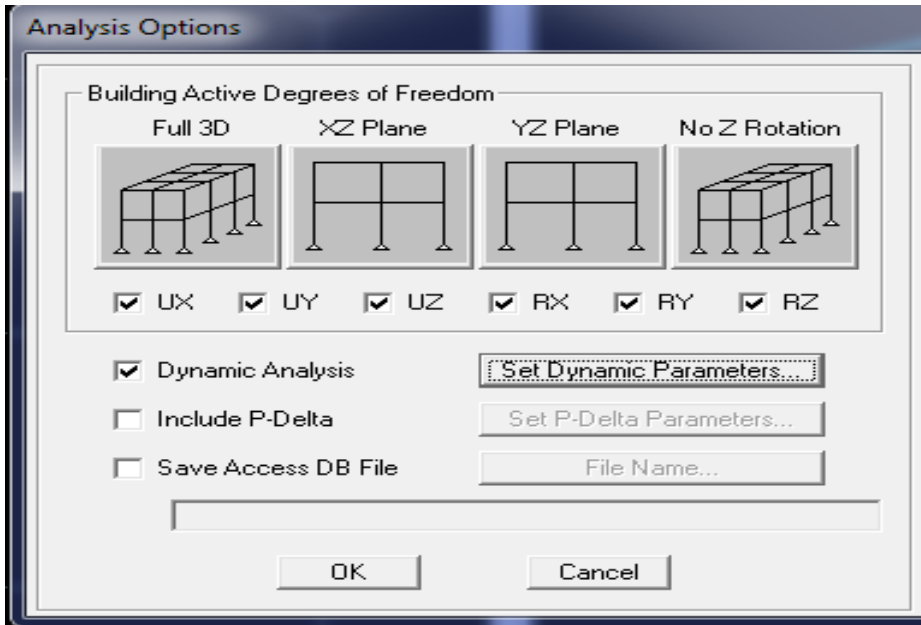
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

**Analyze /Set Analyze Options /Cocher DynamicAnalysis**


Cliquer sur **Set DynamicParameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».



**8. Huitième étape :**

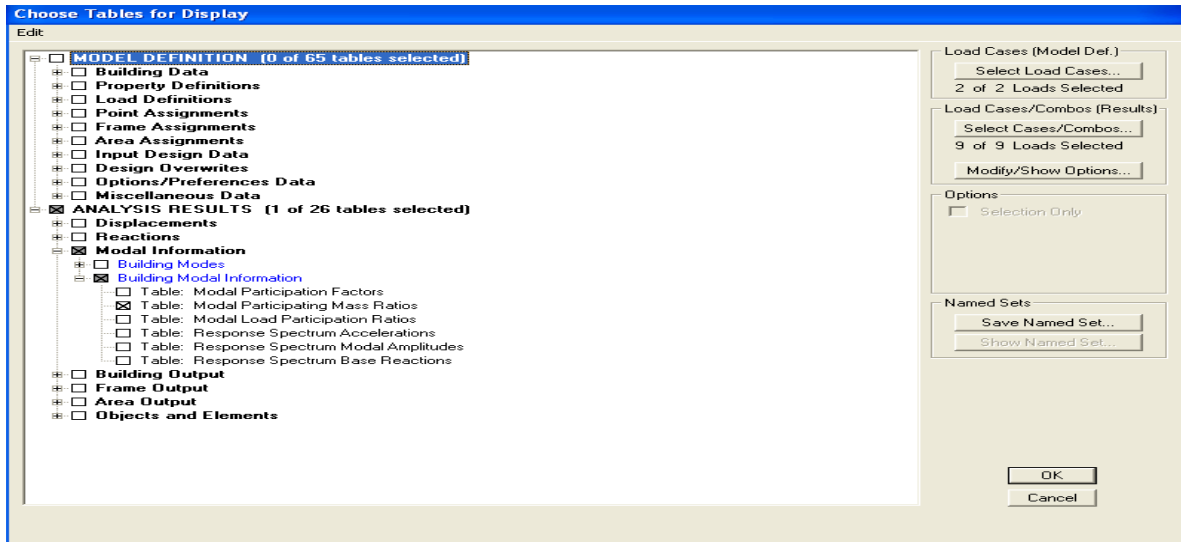
**Exécution :**

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

**V-6) Visualisation des résultats:**

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,693255	0,0064	73,3513	0,0000	0,0064	73,3513	0,0000	99,071
2	0,573614	69,1145	0,0079	0,0000	69,1209	73,3593	0,0000	0,011
3	0,552634	0,3875	0,0167	0,0000	69,5084	73,3759	0,0000	0,029
4	0,186122	0,0014	14,9393	0,0000	69,5097	88,3152	0,0000	0,501
5	0,126488	18,9234	0,0021	0,0000	88,4331	88,3174	0,0000	0,000
6	0,122847	0,1484	0,0018	0,0000	88,5815	88,3192	0,0000	0,000
7	0,082630	0,0007	6,8912	0,0000	88,5823	95,2104	0,0000	0,298
8	0,054098	7,6501	0,0007	0,0000	96,2324	95,2111	0,0000	0,000
9	0,052389	0,0114	0,0162	0,0000	96,2437	95,2273	0,0000	0,000
10	0,049340	0,0007	2,8084	0,0000	96,2445	98,0357	0,0000	0,057
11	0,033373	2,5137	0,0004	0,0000	98,7582	98,0362	0,0000	0,000
12	0,032616	0,0058	0,6374	0,0000	98,7639	98,6736	0,0000	0,012
13	0,032105	0,0000	0,0463	0,0000	98,7640	98,7199	0,0000	0,001
14	0,028810	0,0012	0,3423	0,0000	98,7652	99,0621	0,0000	0,005
15	0,022739	0,6960	0,0024	0,0000	99,4612	99,0646	0,0000	0,000
16	0,022256	0,0023	0,6142	0,0000	99,4635	99,6788	0,0000	0,007
17	0,021697	0,0000	0,0697	0,0000	99,4635	99,7485	0,0000	0,000
18	0,018140	0,0000	0,0000	0,0000	99,4657	99,9888	0,0000	0,000



Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
RDC	B1	G	0,200	0,00	-4,92	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	0,671	0,00	-3,51	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	1,143	0,00	-2,09	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	1,614	0,00	-0,68	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	2,086	0,00	0,73	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	2,557	0,00	2,15	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	3,029	0,00	3,56	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	G	3,500	0,00	4,98	0,00	-0,098	0,000
RDC	B1	Q	0,200	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	0,671	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	1,143	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	1,614	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	2,086	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	2,557	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	3,029	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	Q	3,500	0,00	0,02	0,00	0,011	0,000
RDC	B1	EX	0,200	0,00	4,88	0,00	1,392	0,000
RDC	B1	EY	0,671	0,00	4,88	0,00	1,392	0,000

▪ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
ETAGE5	C1	G	0,000	-15,60	-2,02	1,53	0,000	2,197
ETAGE5	C1	G	1,270	-12,74	-2,02	1,53	0,000	0,256
ETAGE5	C1	G	2,540	-9,88	-2,02	1,53	0,000	-1,689
ETAGE5	C1	Q	0,000	-1,64	-0,35	0,48	0,000	0,679
ETAGE5	C1	Q	1,270	-1,64	-0,35	0,48	0,000	0,069
ETAGE5	C1	Q	2,540	-1,64	-0,35	0,48	0,000	-0,539
ETAGE5	C1	EX	0,000	14,98	1,01	3,80	0,099	5,257
ETAGE5	C1	EX	1,270	14,98	1,01	3,80	0,099	0,437
ETAGE5	C1	EX	2,540	14,98	1,01	3,80	0,099	4,389
ETAGE5	C1	EY	0,000	6,25	0,35	2,76	0,107	3,794
ETAGE5	C1	EY	1,270	6,25	0,35	2,76	0,107	0,292
ETAGE5	C1	EY	2,540	6,25	0,35	2,76	0,107	3,211
ETAGE5	C1	ELU	0,000	-23,52	-3,25	2,78	0,000	3,978
ETAGE5	C1	ELU	1,270	-19,67	-3,25	2,78	0,000	0,449
ETAGE5	C1	ELU	2,540	-15,81	-3,25	2,78	0,000	-3,079
ETAGE5	C1	ELS	0,000	-17,24	-2,37	2,01	0,000	2,872
ETAGE5	C1	ELS	1,270	-14,38	-2,37	2,01	0,000	0,329
ETAGE5	C1	ELS	2,540	-11,52	-2,37	2,01	0,000	2,239

▪ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ». Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens **xx**, et **Uy** au sens **yy**.

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE6	D9	G	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE6	D9	Q	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE6	D9	EX	0,0075	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	EY	0,0000	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	ELU	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE6	D9	ELS	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE6	D9	GQEX MAX	0,0076	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	GQEX MIN	-0,0074	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
ETAGE6	D9	GQEY MAX	0,0001	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	GQEY MIN	0,0001	-0,0107	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
ETAGE6	D9	08GEX MAX	0,0076	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	08GEX MIN	-0,0075	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
ETAGE6	D9	08GEY MAX	0,0001	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D9	08GEY MIN	0,0000	-0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
ETAGE5	D8	G	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE5	D8	Q	0,0000	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE5	D8	EX	0,0069	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE5	D8	EY	0,0000	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001

▪ Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions** », ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

Support Reactions

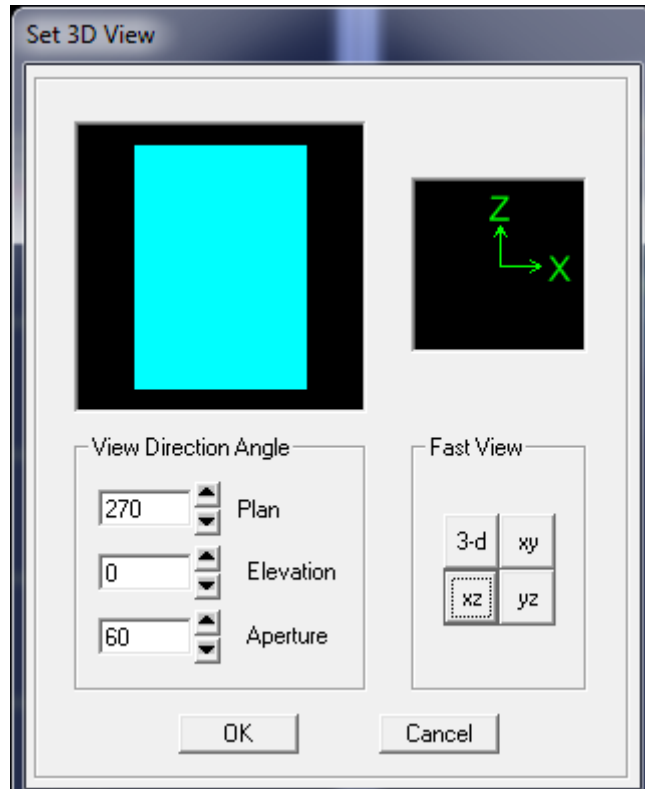
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	EX	1,95	1,37	222,49	2,864	8,791	0,185
BASE	1	EY	0,36	3,84	196,89	15,566	1,654	0,185
BASE	2	EX	2,84	1,17	149,63	2,208	10,098	0,185
BASE	2	EY	0,52	4,46	256,25	16,119	1,872	0,185
BASE	3	EX	3,09	0,01	5,25	0,038	10,474	0,185
BASE	3	EY	0,62	4,59	273,94	15,784	2,025	0,185
BASE	4	EX	2,93	1,11	140,83	2,062	10,222	0,185
BASE	4	EY	0,66	4,24	240,59	15,514	2,084	0,185
BASE	5	EX	1,97	1,31	220,87	2,721	8,811	0,185
BASE	5	EY	0,45	3,73	209,37	14,948	1,779	0,185
BASE	6	EX	2,81	0,37	11,11	1,016	9,330	0,185
BASE	6	EY	0,56	5,08	13,76	16,748	1,128	0,185
BASE	7	EX	2,72	0,86	92,51	1,715	9,492	0,185
BASE	7	EY	0,34	7,48	267,82	20,240	0,994	0,185
BASE	8	EX	192,76	17,76	884,70	8,040	80,424	0,185
BASE	8	EY	68,26	98,87	442,41	55,040	26,457	0,185
BASE	9	EX	1,96	0,44	57,94	1,507	8,076	0,185
BASE	9	EY	0,44	4,62	2,82	16,256	0,482	0,185

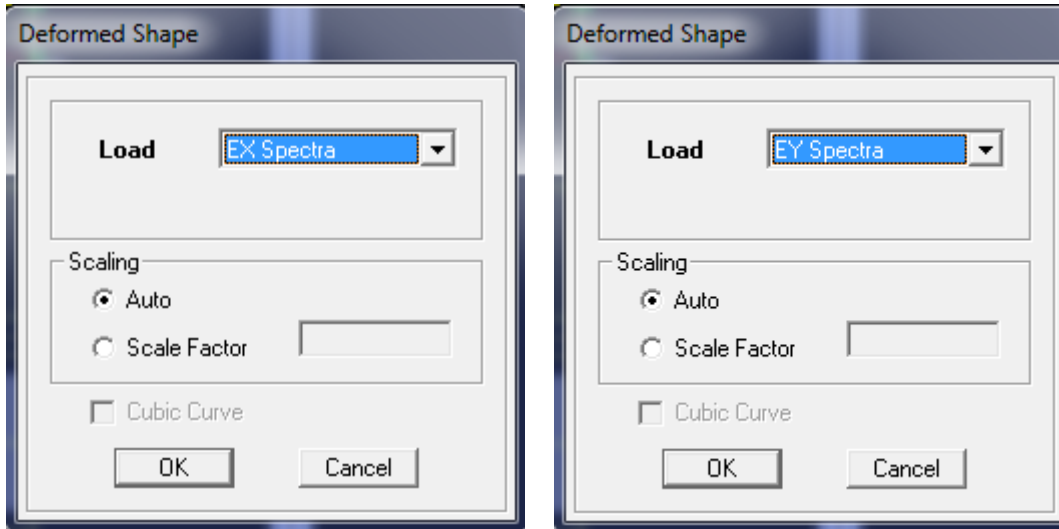
**▪ Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.

Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.





Sens xx :

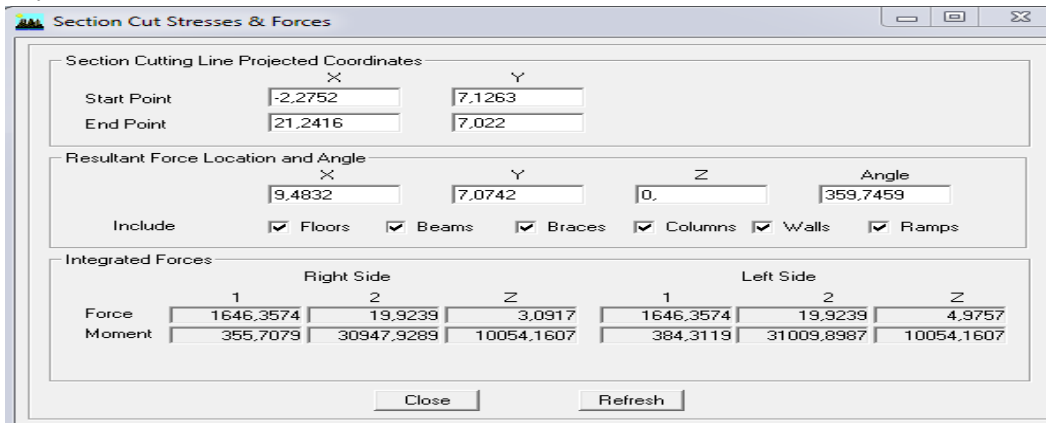


Figure. V-2 Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

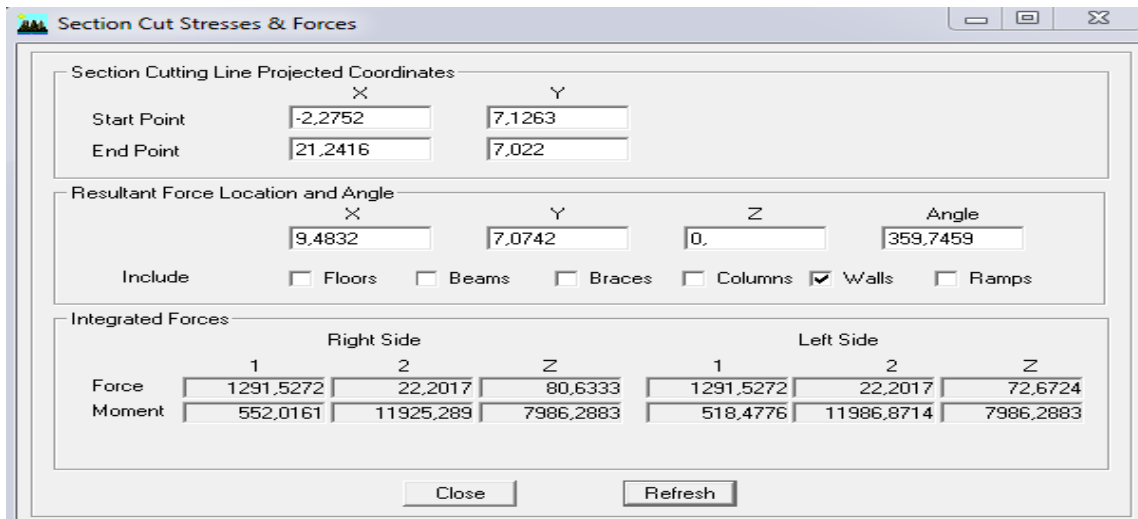


Figure. V-3 Efforts repris par les voiles.

Sens yy :

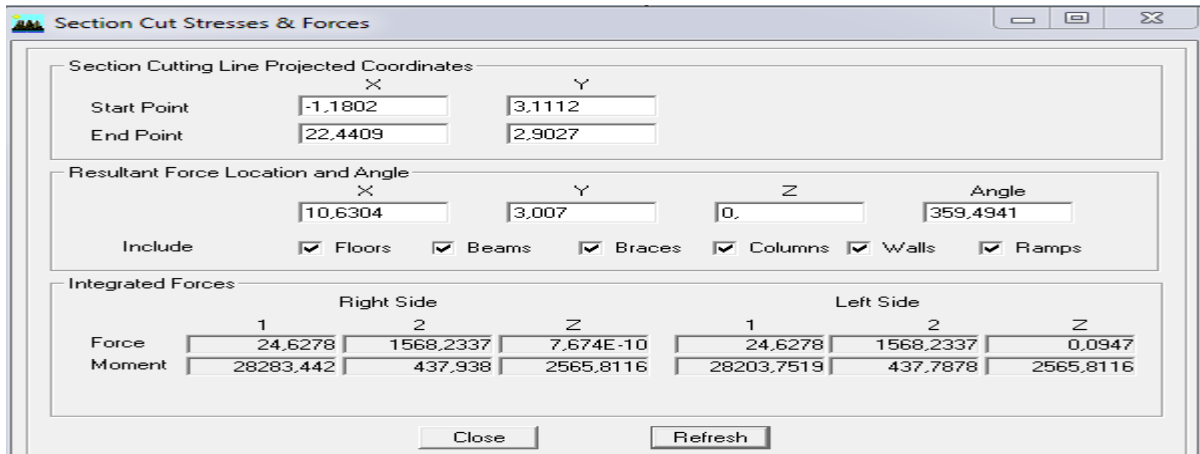


Figure. V-4 Efforts repris par l'ensemble

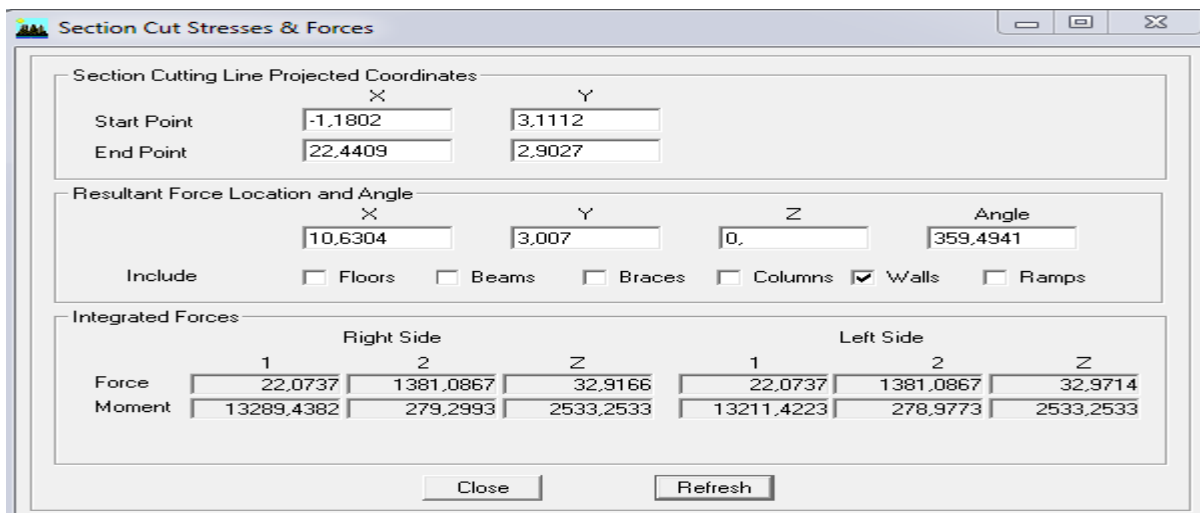


Figure V.5. Efforts repris par les voiles.

Sens XX :

Le pourcentage repris par les portiques est 21.56%

Le pourcentage repris par les voiles est 78.44%

Sens YY :

Le pourcentage repris par les portiques est 10.38%

Le pourcentage repris par les voiles est 89.62%.

### V-5 Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003

- Introduction

Le séisme est un phénomène naturel dévastateur qui use par des ondes destructives les ouvrages et constructions.

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Vu que la **méthode dynamique modale spectrale** est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci avec utilisation du logiciel ETABS 9.7.0.

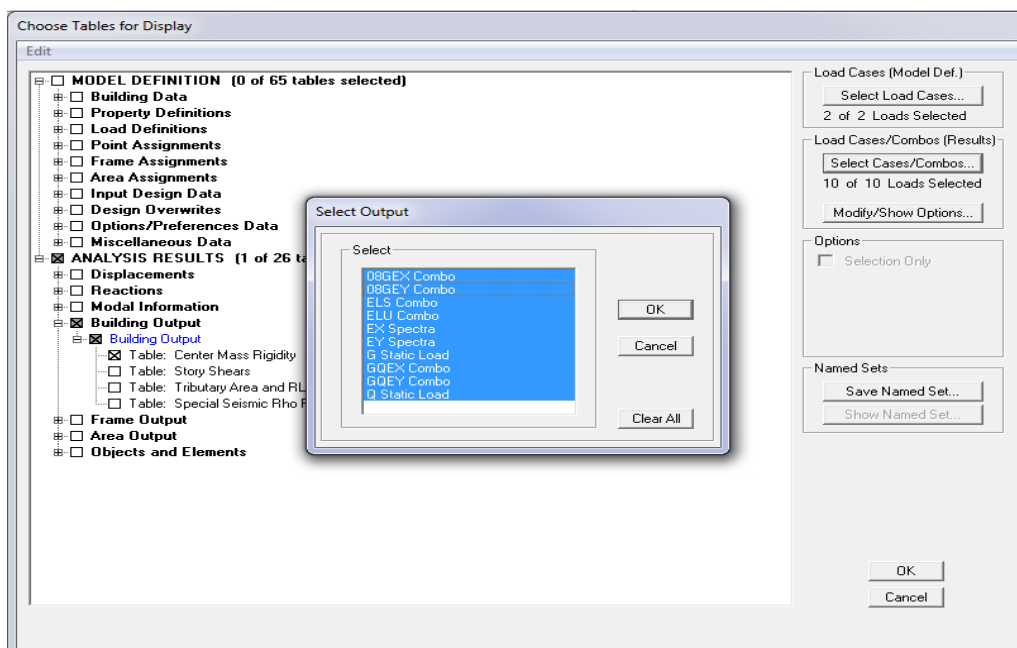
- **Régularité de la structure**

- a- **Régularité géométrique en plan**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan non satisfaite. **Condition non vérifiée.**

- a- **Excentricités**

Dans display on clique sur show tables puis on coche Analys Results puis Building output enfin on sélectionne toute les combinaisons.



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
ENS1	D1	477,4184	477,4184	10,484	11,502	477,4184	477,4184	10,484
ENS2	D2	409,1112	409,1112	10,450	11,508	409,1112	409,1112	10,450
RDC	D3	397,2555	397,2555	10,732	11,516	397,2555	397,2555	10,732
ETAGE1	D4	378,4376	378,4376	10,876	11,503	378,4376	378,4376	10,876
ETAGE2	D5	373,1528	373,1528	10,883	11,508	373,1528	373,1528	10,883
ETAGE3	D6	350,7138	350,7138	10,879	11,503	350,7138	350,7138	10,879
ETAGE4	D7	346,7823	346,7823	10,886	11,503	346,7823	346,7823	10,886
ETAGE5	D8	331,5147	331,5147	10,925	11,460	331,5147	331,5147	10,925

$$e_x = | X_{CR} - X_{CM} | \leq 15\% L_X = 2.91 \text{ m}$$

$$e_y = | X_{CR} - X_{CM} | \leq 15\% L_Y = 3.4 \text{ m}$$

(  $X_{CR}$  ,  $X_{CM}$  ) coordonnées de centre de rigidité.

$e_x$  : excentricité théorique suivant x.

$e_y$  : excentricité théorique suivant y.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey
<b>ENS1</b>	10,484	11,502	11,047	11,508	0,563	0,006
<b>ENS2</b>	10,45	11,508	11,003	11,527	0,553	0,019
<b>RDC</b>	10,732	11,516	10,977	11,535	0,245	0,019
<b>ETAGE1</b>	10,876	11,503	10,974	11,536	0,098	0,033
<b>ETAGE2</b>	10,883	11,508	10,978	11,536	0,095	0,028
<b>ETAGE3</b>	10,879	11,503	10,985	11,535	0,106	0,032
<b>ETAGE4</b>	10,886	11,503	10,996	11,534	0,11	0,031
<b>ETAGE5</b>	10,925	11,46	11,007	11,534	0,082	0,074

Figure V.6 excentricité de la structure

Exemple :

$$e_x = 0,563 \leq 0,15 \times 19,4 = 2,91 \text{ m}$$

$$e_y = 0,006 \leq 0,15 \times 22,71 = 3,4 \text{ m}$$

**Conclusion :** la condition d'excentricité est vérifiée.

#### a- Régularité en élévation

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation :  
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..... Condition vérifiée.

**Conclusion :** la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée  $\implies$  bâtiment non régulier en élévation.

#### ▪ Vérification de la période :

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la

suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.... [1]  $\longrightarrow C_T = 0.05$ .

#### Remarque

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{rpa} = 0,05 \times 27,81^{3/4} = 0,6 \text{ sec}$$

D'où :  $T = 1,3 \times 0,6 = 0,78 \geq T_{etabs} = 0,6929$  [s]..... (Condition vérifiée).

#### 1) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique de la structure.
- W : poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

(groupe d'usage 2, zone IIa)

$$A = 0,15$$

	ZONE I	ZONE II <sub>a</sub>	ZONE II <sub>b</sub>	ZONE III
<b>Groupe</b>	<b>I</b>	<b>II<sub>a</sub></b>	<b>II<sub>b</sub></b>	<b>III</b>
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	0,15	0,20	0,25
<b>3</b>	0,07	0,10	0,14	0,18

- **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1]

Dans notre cas, le système de contreventement est Portiques contreventés par des voiles:

$$R = 5$$

- **Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T = 0.6 s.

T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>2</sub> (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

Site 3 → T<sub>2</sub>=0,5[s] (Site meuble)

$$T_2 \leq T \leq 3S \longrightarrow D = 2,5 \eta \left( T_2/T \right)^2$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ ξ = 10%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P<sub>q</sub> : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**Conditions minimales sur les files de contreventement**

- **système de portiques**: chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **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 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

**Sens x-x** ..... **condition non vérifiée.**

**Sens yy** ..... **condition non vérifiée.**

**2- regularite en plan**

**Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée.**

Suivant **y-y** : **Condition non vérifiée.**

**Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

**Sens x-x**

<b>Critère q</b>	<b>Observé</b>	<b>p<sub>q</sub></b>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- régularité en plan	Non	0.05
3- régularité en élévation	Non	0.05
4-Redondance en plan	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.15=1,15$$

**Sens y-y :**

<b>Critère q</b>	<b>observé</b>	<b>p<sub>q</sub></b>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0,15=1,15$$

Poids total de la structure : (W = 1771,9213KN)

- Sens x-x

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

$h_N$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :  
 $h_N = 27,81\text{m}$

$D_x$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction ( x-x)  
 $D_x = 19,4\text{ m}$

$$\begin{cases} T_x = \min\left(\left(0,05 \times (27,81)^{3/4}\right); \left(0,09 \frac{27,81}{\sqrt{19,4}}\right)\right) \\ T_x = \min(0,6s; 0,56s) \end{cases} \longrightarrow T_x = 0,56s$$

Donc

$$\begin{cases} D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3,0 \text{ [s]} \\ D = 1,76 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,76 \times 1,15}{5} \times 1771,92 = 107,59 \text{ KN}$$

$$0,8V_x = 86,07 \text{ kN}$$

- Sens y-y

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$D_y$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (y-y).  
 $D_y = 22,97\text{ m}$

$$\begin{cases} T_y = \min\left(0,05 \times 27,81^{3/4}; 0,09 \times \frac{27,81}{\sqrt{22,97}}\right) \\ T_y = \min(0,6s; 0,52s) \end{cases} \longrightarrow T_y = 0,52s$$

Donc

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} & \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ 1,85 & \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,15}{5} \times 1771,92 = 113,09 [kN]$$

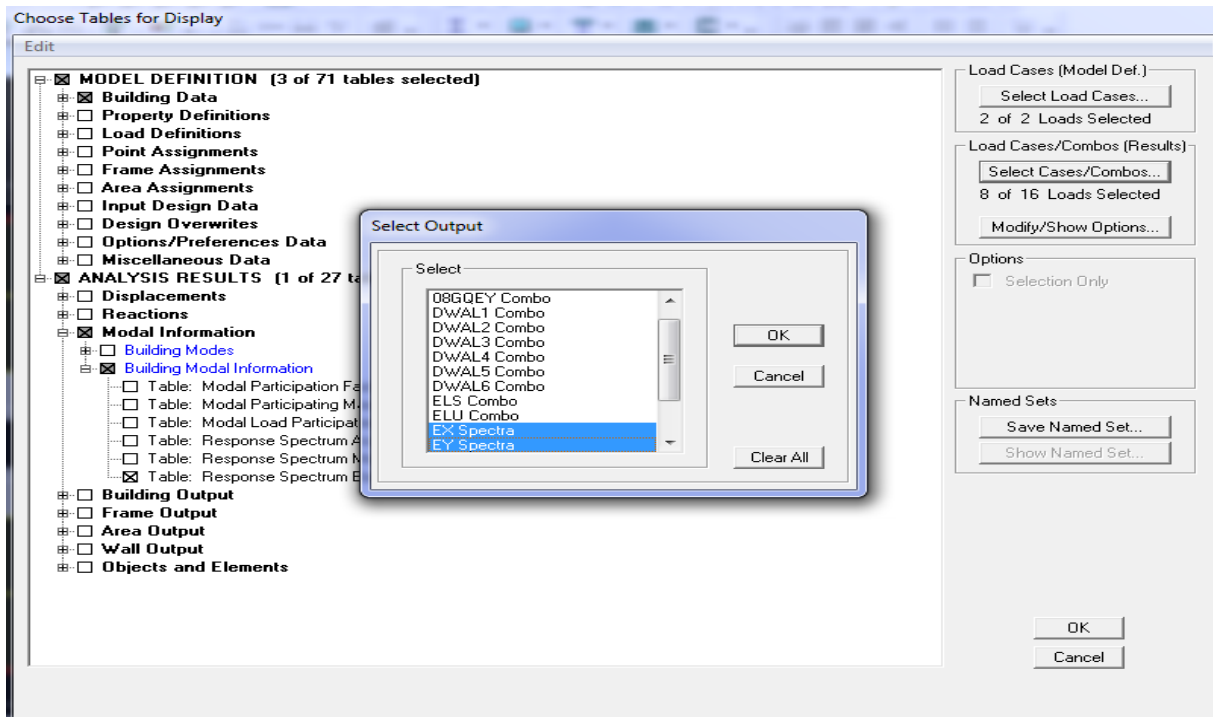
$$0.8V_y = 90,47 kN$$

**Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ↦ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0,13	-13,78	0,00	264,275	2,488	-150,91
EX	2	U1	1573,90	16,68	0,00	-327,636	30842,281	-17910,1
EX	3	U1	6,63	-1,69	0,00	36,553	128,997	-94,93
EX	4	U1	0,03	-3,69	0,00	11,134	0,130	-39,44
EX	5	U1	615,04	6,50	0,00	-28,199	2981,763	-7020,5
EX	6	U1	4,57	-0,55	0,00	1,079	21,975	-58,41
EX	7	U1	0,03	-2,73	0,00	9,389	0,104	-28,43
EX	8	U1	345,13	3,33	0,00	-10,577	1114,748	-3930,6
EX	9	U1	0,53	0,63	0,00	-0,993	1,653	0,164
EX	10	U1	0,03	-2,05	0,00	4,859	0,091	-21,38
EX	11	U1	124,60	-1,65	0,00	3,996	271,805	-1451,8
EX	12	U1	0,28	2,99	0,00	-6,830	0,599	27,14
EX	13	U1	0,00	-0,02	0,00	0,049	0,000	-0,20
EX	14	U1	0,06	-1,02	0,00	2,200	0,128	-12,28
EX	15	U1	36,07	2,17	0,00	-3,918	64,789	-389,21
EX	16	U1	0,13	-2,06	0,00	3,739	0,243	-23,40
EX	17	U1	0,00	-0,02	0,00	0,038	0,000	-0,21

On relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$V_{x_{dyn}} = 1755$

$V_{y_{dyn}} = 1568.35$

**Application numérique**

$V_{x_{dyn}} = 1755 > 80\% V_x = 86,07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$V_{y_{dyn}} = 1568.35 > 80\% V_y = 90,47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Conclusion**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

**2 - Justification de l'interaction portiques-voiles**

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS, à l'aide de l'option « Section Cut »

- **Charges sismiques reprise par les portiques:**

Sens xx : 354.83 KN (21.56%)

Sens yy : 2.55(10.38%)

- **Charges sismiques reprise par les voiles**

Sens xx : 1291.5272 KN (78.44%)

Sens yy : 24.6278 (89.62%)

D'après les résultats ci-dessus  $\implies$  la structure est contreventée par voiles et portiques (mixte).

2) Vérification des déplacements

- Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]

Display → show tables → displacement → displacement data → story → drifts



Story Drifts

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
ETAGE6	Max Drift X	G	107	12,600	10,460	27,810	0,000017	
ETAGE6	Max Drift Y	G	64	9,000	13,110	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	Q	107	12,600	10,460	27,810	0,000004	
ETAGE6	Max Drift Y	Q	64	9,000	13,110	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	EX	62	9,000	9,860	27,810	0,000447	
ETAGE6	Max Drift Y	EX	107	12,600	10,460	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	EY	64	9,000	13,110	27,810	0,000023	
ETAGE6	Max Drift Y	EY	107	12,600	10,460	27,810		0,0004
ETAGE6	Max Drift X	ELU	107	12,600	10,460	27,810	0,000029	
ETAGE6	Max Drift Y	ELU	64	9,000	13,110	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	ELS	107	12,600	10,460	27,810	0,000021	
ETAGE6	Max Drift Y	ELS	64	9,000	13,110	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	GQEX	62	9,000	9,860	27,810	0,000466	
ETAGE6	Max Drift Y	GQEX	107	12,600	10,460	27,810		0,0000
ETAGE6	Max Drift X	GQEY	64	9,000	13,110	27,810	0,000042	
ETAGE6	Max Drift Y	GQEY	107	12,600	10,460	27,810		0,0004
ETAGE6	Max Drift X	08GQEY	64	9,000	13,110	27,810	0,000039	
ETAGE6	Max Drift Y	08GQEY	107	12,600	10,460	27,810		0,0004

D'après le RPA Art 5-10...[1], les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% .

$$\Delta_x R \leq 0,01$$

Avec :

$\Delta_x$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y) .

R : coefficient de comportement global de la structure R=5

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x et sens y-y

Niveau (m)	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$\Delta_{xR}$	$\Delta_{yR}$	1%	Obs.
9	0.000466	0.000448	0.00233	0.00224	0.01	vérifiée
8	0.00055	0.000515	0.00275	0.00257	0.01	vérifiée
7	0.000555	0.000547	0.00277	0.00273	0.01	vérifiée
6	0.000553	0.000572	0.00276	0.00286	0.01	vérifiée
5	0.000537	0.000591	0.00268	0.00295	0.01	vérifiée
4	0.000501	0.000585	0.0025	0.00292	0.01	vérifiée
3	0.000431	0.00055	0.00215	0.00275	0.01	vérifiée
2	0.00032	0.000441	0.0016	0.0022	0.01	vérifiée
1	0.000147	0.000211	0.00073	0.0011	0.01	vérifiée

### Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible  $\implies$  condition vérifiée.

### 3 -Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P \times \Delta}{V \times h}$$

Si :  $\theta \leq 0.1 \implies$  effet P-Delta peut être négligé

$0.1 \leq \theta \leq 0.2 \implies$  Amplifiant les effets de l'actionsismique par  $1 / (1 - \theta_k)$

$\theta \geq 0.2 \implies$  Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P: poids total de la structure.

V: effort tranchant d'étage

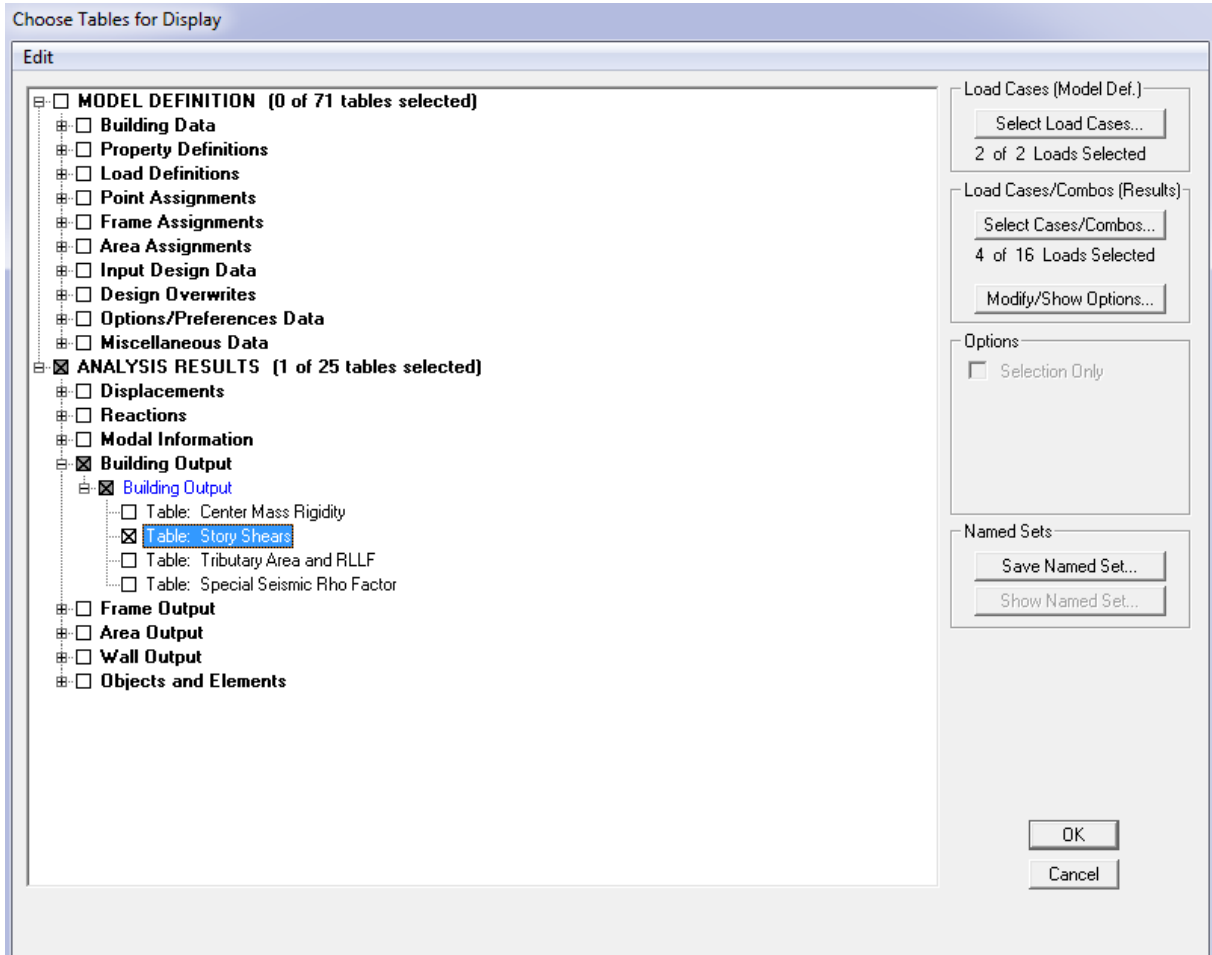
$\Delta$  : déplacement relatif.

h : hauteur d'étage .

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$$\theta = P \times \Delta / V \times h \leq 0.10$$

Dans display on clique sur show tables puis on cochebuilding output (story shears).



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_x(m)$	V×h	$\theta_x$	$\Delta_y(m)$	V×h	$\theta_y$
9	72,32	0.000325	19,11	0,0012	0.000381	17,37	0,00158
8	4275,95	0.000390	1080,1	0,0015	0.000435	972,86	0,0019
7	8529,72	0.000401	1926,41	0,0017	0.000469	1805,52	0,00221
6	12898,55	0.000403	2566,78	0,002	0.000496	2514,41	0,00254
5	17267,37	0.000397	3109	0,0022	0.000520	3139,08	0,00277
4	21768,96	0.000376	3575,9	0,00228	0.000522	3661,6	0,0031
3	27064,69	0.000330	5669,2	0,0015	0.000505	5808,16	0,00235
2	32159,26	0.000250	4588,6	0,00175	0.000411	4659,21	0,00283
1	37805,26	0.000121	7028,4	0,00065	0.000202	7038,8	0,00108

**Exemple :  $0,0012 \leq 0,1$**

**Conclusion**

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

**Conclusion générale**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

**1 - L'effort normal réduit dans les poteaux**

$$v = \frac{N_d}{b \times h \times f_{c28}}$$

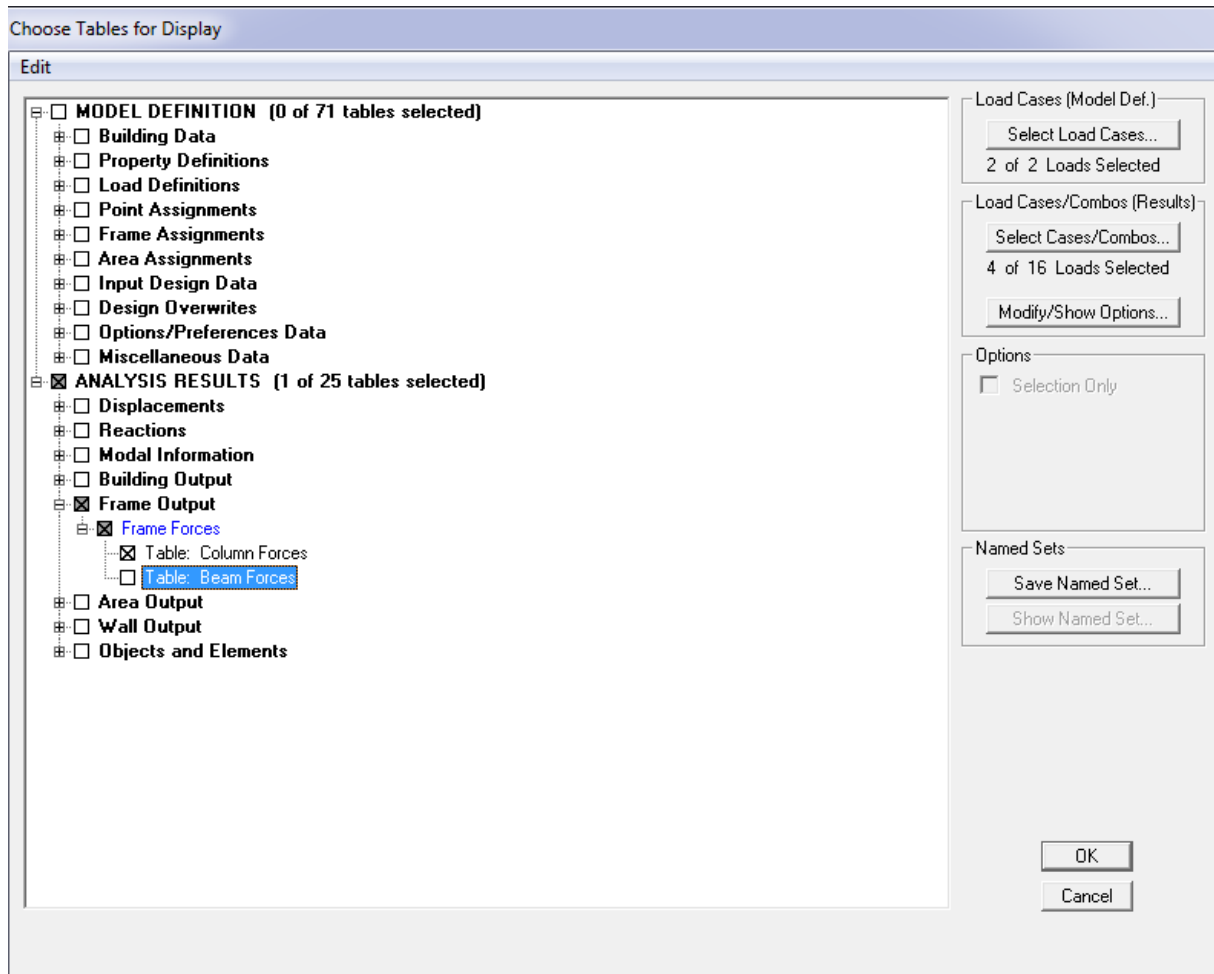
Avec :  $N_d, f_{c28}$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton

$N_d$ : Effort normal de compression max

On sélectionne d'abord poteaux 30x30.

Dans display on clique sur show tables puis on coche frame output → frame force → colum force puis on tire  $N_d=p$



Même étape pour les autres poteaux.

Pot	N <sub>d</sub>	Bxh(cm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (mpa)	v	observation
30x30	198.19	900	25	0,088	cv
35x35	409.74	1225	25	0,133	cv
40x40	703.7	1600	25	0,18	cv
45x45	1105.15	2025	25	0,22	cv

Exemple :

$$v = \frac{198.19}{0,3 \times 0,3 \times 25000}$$

$$v = 0,088 \leq 0,3$$

**Conclusion** : l'effort normal réduit est vérifiée.

*Chapitre*

***VI***

***FERRAILLAGE  
DES POUTRES***

**Introduction**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{(RPA 99 /2003)}$$

**Note :** Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par l'ETABS

**VI-1-1 Les recommandations du RPA****a- Les armatures longitudinales**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min} = 0,5\% (b.h)$$

**- Poutres principales**

$$\text{Section (30x40) : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

**- Poutres secondaires**

$$\text{Section (25x35) : } A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4,37 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

$$A_{\max} = 4\% b.h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b.h \text{ en zone de recouvrement.}$$

**- Poutres principales**

$$\text{En zones courantes: } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zones de recouvrement : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2.$$

**-Poutres secondaires**

$$\text{En zones courantes : } A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zones de recouvrements : } A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2.$$

- La longueur minimal de recouvrement est de :

$$40\Phi \text{ (zone I et IIa).}$$

$$50\Phi \text{ (zone II}_b \text{ et III).}$$

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de  $40\Phi$

**b - Armatures transversales**

- Les quantités minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

**Avec :**  $\Phi_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI-1-2 Etape de calcul**

- Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

**Tel que**

$\theta = 1$  ; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  ; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  ; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

- Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  »**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

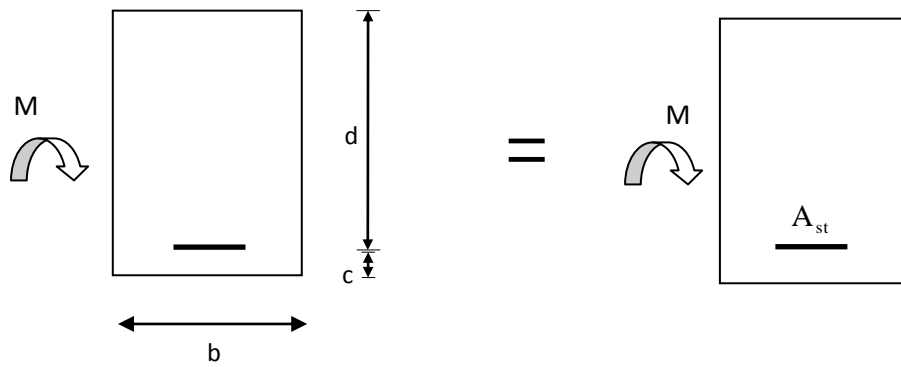
On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

On comparant les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  », deux cas se présente:

- 1<sup>er</sup> cas :**  $\mu < \mu_1 \rightarrow$  section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$  Cas courant.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Cas accidentel.

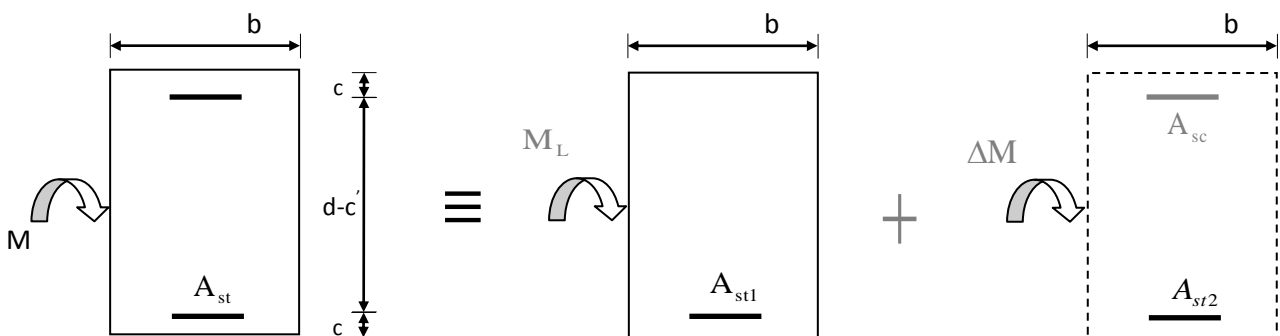
$f_e = 400 \text{ MPa}$

$A_{st}$  : section d'acier tendu.

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- 2<sup>ème</sup> cas :  $\mu > \mu_1 \rightarrow$  section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$M = M_L + \Delta M$$

$$M_L = \mu_1 b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_L$$

**Finalemment**

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

**VI-1-3 Ferraillage des poutres principales**

- **En travée**

NIV	Mtravée	μ	Obs	B	As	As adopt	Choix des barres
8	51.889	0,089	SSA	0.953	4,2	4.62	3HA14
7	46.945	0,081	SSA	0,957	3.8	4.62	3HA14
6	46.582	0,08	SSA	0,958	3.8	4.62	3HA14
5	49.455	0,085	SSA	0,955	4	4.62	3HA14
4	49.216	0,085	SSA	0,955	4	4.62	3HA14
3	46.239	0,08	SSA	0,958	3.7	4.62	3HA14
2	45.31	0,78	SSA	0,959	3.7	4.62	3HA14
1	55.258	0,095	SSA	0,949	4.5	4.62	3HA14

**Tableau V-1-1 : Ferraillage des poutres principales(en travée)**

- **Aux appuis**

NIV	Mappui	μ	OBS	B	As	Asadop	Choix des barres
8	51.889	0.089	SSA	0.953	4.2	6.88	3HA14+2HA12
7	46.945	0.081	SSA	0.957	3.8	6.88	3HA14+2HA12
6	46.582	0.080	SSA	0.958	3.8	6.88	3HA14+2HA12
5	49.455	0.085	SSA	0.955	4	6.88	3HA14+2HA12
4	49.216	0.085	SSA	0.955	4	6.88	3HA14+2HA12
3	46.239	0.079	SSA	0.958	3.7	6.88	3HA14+2HA12
2	45.31	0.077	SSA	0.959	3.7	6.88	3HA14+2HA12
1	55.258	0.1137	SSA	0.939	4.6	6.88	3HA14+2HA12

**Tableau VI-1-2 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU(aux appuis)**

VI-1-4 Ferrailage des poutres secondaires

- En travée

NIV	Mtravée	$\mu$	Obs	B	As	As adopt	Choix des barres
8	36.671	0,1	SSA	0,947	3,4	4,62	3HA14
7	44.334	0,122	SSA	0,935	4,3	4,62	3HA14
6	41.347	0,114	SSA	0,939	4	4,62	3HA14
5	39.739	0,110	SSA	0,942	3,8	4,62	3HA14
4	34.162	0,094	SSA	0,951	3,2	4,62	3HA14
3	29.023	0,08	SSA	0,958	2,7	4,62	3HA14
2	18.667	0,052	SSA	0,973	1,7	4,62	3HA14
1	12.167	0,034	SSA	0,983	1,1	4,62	3HA14

Tableau VI-1-3: Ferrailage des poutres secondaires (en travée)

- Aux appuis

NIV	Mappui	$\mu$	Obs	B	As	As adopt	Choix des barres
8	36.671	0.100	SSA	0.947	3.5	6.88	3HA14+2HA12
7	46.114	0.127	SSA	0.931	4.4	6.88	3HA14+2HA12
6	49.52	0.136	SSA	0.927	4.8	6.88	3HA14+2HA12
5	54.68	0.150	SSA	0.918	5.3	6.88	3HA14+2HA12
4	56.59	0.156	SSA	0.915	5.6	6.88	3HA14+2HA12
3	56.368	0.156	SSA	0.915	5.5	6.88	3HA14+2HA12
2	48.452	0.134	SSA	0.928	4.7	6.88	3HA14+2HA12
1	39.096	0.108	SSA	0.943	3.7	6.88	3HA14+2HA12

Tableau VI-1-4: Ferrailage des poutres secondaires (aux appuis)

VI-1-5 Vérifications à L'ELU

a- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{sa} \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} .$$

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

D'où  $A_{sa} = 6.88m^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée .

$A_{sa} = 4.62cm^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée .

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

**b - Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

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 prise conventionnellement égale à :

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

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \quad T_u: \text{Effort tranchant maximum à L'ELU}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = \frac{107.54 \times 1000}{300 \times 370} = 0,96 MPa < 3.33 MPa$
  - Poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{105.77 \times 1000}{250 \times 320} = 1,32 MPa < 3.33 MPa$
- La condition est vérifiée.

**c - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

• **Sur le béton**

$$\overline{V}_u \leq V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

-Pour les poutres principales :  $\overline{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 300 \times 370 \times 10^{-3}}{1,5} = 666 KN$

Poutres principales :  $V_u = 107.54 KN < \overline{V}_u = 666 KN \Rightarrow$  Condition vérifiée

-Pour les poutres secondaires :  $\overline{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 250 \times 320 \times 10^{-3}}{1,5} = 480 KN$

Poutres secondaires :  $V_u = 105.77 KN < \overline{V}_u = 480 KN \Rightarrow$  Condition vérifiée.

• **Sur l'acier**

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

Pour les poutres principales :

$$A_{appuis} \geq -4,05 \text{cm}^2 \quad A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} \left( 107.54 \times 10^3 + \frac{-82.816 \times 10^6}{0,9 \times 370} \right)$$

- Pour les poutres secondaires :

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} \left( 105.77 \times 10^3 + \frac{-76.486 \times 10^6}{0,9 \times 320} \right)$$

$$A_{appuis} \geq -4.59 \text{cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

**d - Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99, CBA93)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec :}$$

U<sub>i</sub> : le périmètre des barres

$$\sum u_i = \sum n \Pi \varnothing$$

ψ<sub>s</sub> = 1.5 pour les aciers à hautes adhérences.

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.072 \text{ cm.}$$

-Pour les poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{107,54 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 150.72} = 2.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Pour les poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{105.77 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 150,72} = 2.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e - Ancrage des barres :(Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

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

**Longueur de scellement :**

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times ft_{28}} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi^2 \times ft_{28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour φ 10 : L<sub>s</sub>= 35.27 cm.      On prend L<sub>s</sub>= 40cm
- Pour φ 12 : L<sub>s</sub>= 42 .32cm.      On prend L<sub>s</sub>= 45cm
- Pour φ 14 : L<sub>s</sub>= 49 .32cm.      On prend L<sub>s</sub>= 50cm
- Pour φ 16: L<sub>s</sub>= 56.44 cm.      On prend L<sub>s</sub>= 60cm
- Pour φ 20: L<sub>s</sub>= 70.54 cm.      On prend L<sub>s</sub>= 75cm

Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée,

La= 0,4x L<sub>s</sub>

- Pour φ 10 : La=14.11cm.      On prend La= 15cm
- Pour φ 12 : La=16.92cm.      On prend La= 18cm
- Pour φ 14 : La=19.75cm.      On prend La= 20cm
- Pour φ 16 : La=22.57cm.      On prend La= 25cm

-Pour  $\phi$  20 :  $L_a=26.32\text{cm}$ .

On prend  $L_a= 30\text{cm}$

### e- Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1.14;1.6;3)$$

Soit :  $\Phi_t=8\text{mm}$

On optera pour un cadre et un étrier  $A_t = 2\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ .

### g-Calcul des espacements

#### 1-Zone nodale

##### Poutre principale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$= \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\right\}\right) = \min(10\text{cm} ; 19,2 ; \text{cm} ; 30) = \mathbf{10\text{cm}}$$

Poutre principale (30x40) :  $S_t=10\text{cm}$

- **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$= \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,6; 30\right\}\right) = \min(8,75\text{cm} ; 19,2 ; \text{cm} ; 30) = \mathbf{8,75\text{cm}}$$

Poutre secondaire (25x35) :  $S_t=8,7\text{cm}$ .

On opte pour  $S_{\text{max}} = 10\text{cm}$ .

#### 2-Zone courante

- $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutre principale**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

Poutre principale (30x40) :  $S_t=20\text{cm}$

- **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$$

Poutre secondaire (25x35) :  $S_t = 17,5$  cm.

On opte pour  $S_{tmax} = 20$  cm.

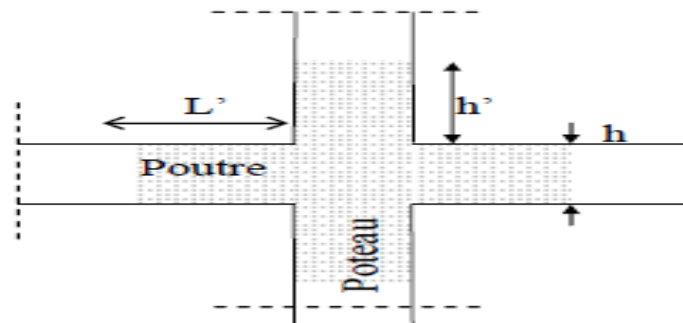
**3-Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.



On aura :  $H' = \max \{ 73.66 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm} \} = 73.66 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80$  cm : poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70$  cm : poutre secondaires.

**h-Section d'armatures transversales minimales**

✓ Poutre principale

$$A_t = 2.01 = 0,003. S_t . b = 0,003. 20. 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire :

$$A_t = 2.01 = 0,003. S_t . b = 0,003. 20. 25 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VI-1-6 Vérification à L'ELS**

**a - Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**a- Etat limite de compression du béton**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

**Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :**

**VI-1-5-1 Ferraillage des poutres principales**

(30x40)

**En travée**

NIV	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
8	37.655	6.88	0,619	0,884	28.1	167.33	5.95	15	Cv
7	34.021	6.88	0,619	0,884	28.1	151.18	5.38	15	Cv
6	33.757	6.88	0,619	0,884	28.1	150.01	5.33	15	Cv
5	35.891	6.88	0,619	0,884	28.1	159.49	5,67	15	Cv
4	35.718	6.88	0,619	0,884	28.1	158.72	5.64	15	Cv
3	33.509	6.88	0,619	0,884	28.1	148.9	5.29	15	Cv
2	32.83	6.88	0,619	0,884	28.1	145.89	5.19	15	Cv
1	40.193	6.88	0,619	0,884	28.1	178.61	6.35	15	Cv

**Tableau VI-1-5 : Ferraillage des poutres principales à l'ELS(en travée)**

**Aux appuis**

NIV	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
8	33.152	6.88	0,619	0,884	28.1	147.32	5.24	15	Cv
7	46.114	6.88	0,619	0,884	28.1	204.92	7.29	15	Cv
6	49.52	6.88	0,619	0,884	28.1	220.05	7.83	15	Cv
5	54.68	6.88	0,619	0,884	28.1	242.98	8.64	15	Cv
4	56.68	6.88	0,619	0,884	28.1	251.87	8.96	15	Cv
3	56.368	6.88	0,619	0,884	28.1	250.04	8.92	15	Cv
2	48.452	6.88	0,619	0,884	28.1	215.31	7.66	15	Cv
1	39.096	6.88	0,619	0,884	28.1	173.73	6.18	15	Cv

**Tableau VI-1-6 : Ferraillage des poutres principales à l'ELS (aux appuis)**

VI-1-5-2 Ferrailage des poutres secondaires (25x35)

- En travée

NIV	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
8	26.605	6.88	0,86	0,868	22.88	139.22	6.08	15	Cv
7	32.162	6.88	0,86	0,868	22.88	168.30	7.35	15	Cv
6	29.992	6.88	0,86	0,868	22.88	156.94	6.85	15	Cv
5	28.823	6.88	0,86	0,868	22.88	150.82	6.59	15	Cv
4	24.774	6.88	0,86	0,868	22.88	129.63	5.66	15	Cv
3	21.047	6.88	0,86	0,868	22.88	110.13	4.81	15	Cv
2	13.534	6.88	0,86	0,868	22.88	70.82	3.09	15	Cv
1	8.825	6.88	0,86	0,868	22.88	46.18	2.01	15	Cv

Tableau VI-1-7 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELS(en travée)

Aux appuis

NIV	M <sub>S</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
8	39.853	6.88	0.86	0.868	22.88	208.54	9.11	15	Cv
7	36.467	6.88	0.86	0.868	22.88	190.82	8.34	15	Cv
6	36.328	6.88	0.86	0.868	22.88	190.10	8.30	15	Cv
5	38.501	6.88	0.86	0.868	22.88	201.47	8.8	15	Cv
4	38.301	6.88	0.86	0.868	22.88	200.42	8.75	15	Cv
3	35.868	6.88	0.86	0.868	22.88	187.69	8.20	15	Cv
2	34.588	6.88	0.86	0.868	22.88	180.99	7.91	15	Cv
1	41.445	6.88	0.86	0.868	22.88	216.87	9.47	15	Cv

Tableau VI-1-8 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELS(aux appuis).

Toutes les conditions sont vérifiées

VI-1-5-2 Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{400}$$

- Poutre principale

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{550} = 0,072 \geq 0,044$
- $\frac{A}{bd} = \frac{6,88}{30 \times 37} = 0,006 \leq 0,009$
- $\frac{h}{L} = \frac{40}{550} = 0,072 \geq \frac{40,193}{10 \times 57,28} = 0,07$  .

Les trois conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Poutre secondaire

$$- \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,102 \geq 0,044$$

$$- \frac{A}{bd} = \frac{6,88}{25 \times 32} = 0,0086 \leq 0,009$$

$$- \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,102 \geq \frac{32 \cdot 162}{10 \times 37,83} = 0,085 .$$

Les trois conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### VI-1-6 Disposition constructive

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
  - $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

*Chapitre*

***VII***

***FERRAILLAGE  
DES  
POTEAUX***

## VII Ferrailage des poteaux

### Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS; les combinaisons considérées pour les calculs sont:

$$1.35G+1.5Q; G+Q; G+Q+E; 0.8G+E.$$

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 correspondant.

### VII-1 Recommandation du RPA 99 modifié 2003

#### Armatures longitudinales : (R.P.A. Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de  $(0.8\%bh)$  en zone IIa:

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 * 30)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(6\%bh)$  en zone de recouvrement.

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 * 35)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 * 30)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (4%bh) en zone courante.
  - Poteaux (45 \* 45)  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
  - Poteaux (40 \* 40)  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
  - Poteaux (35 \* 35)  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
  - Poteaux (30 \* 30)  $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

**VII.2 Calcul des armatures à L'ELU**

**a- Section partiellement comprimée (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (∇ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

**Détermination des armatures**

- **Calcul du moment fictif**

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

**Avec :**

$g = e + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots$  Si (N) étant un effort de compression .

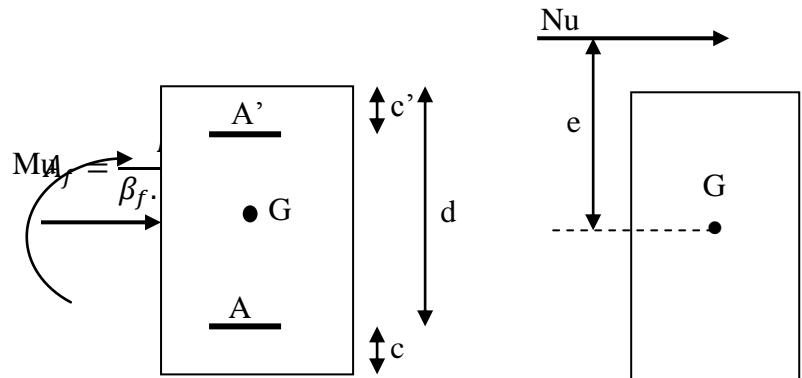
$g = e - \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots$  Si (N) étant un effort de traction .

- Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :



- Armatures réelles

$$\left\{ \begin{array}{l} A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$M_l$ : Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

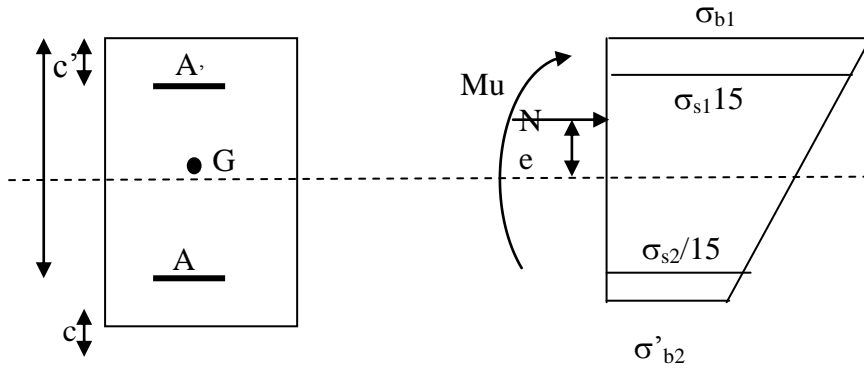
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**b- Section entièrement comprimé (S.E.C)**



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

**Détermination des armatures**

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

VII-3 Vérification à l'ELS

Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Avec :**  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15 (A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

**On doit vérifier que**

**a) Section entièrement comprimée S.E.C**

**a-1) Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**b-partiellement comprimée S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

**Avec :**  $K = \frac{N_{ser}}{S}$  ;  $S = \frac{b}{2} . y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 A'}{b} (c - c') + \frac{90 A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré est :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

#### VII-4 Calcul à l'ELU

##### Ferraillage

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **ZONE I : (poteaux 45 x 45),  $A_{min} = 16.20 \text{ cm}^2$**

b= 45cm ; h= 45 cm ; d= 42 cm

NIV	Sens	Comb	CAS	N (kN)	M (Kn.m)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage
Zone I	Xx	Cou (elu)	1	1195.78	1.56	SEC	0	0	8HA16 A =16.08cm <sup>2</sup>
			2	159.12	1.63	SEC	0	0	
			3	658.81	19.6	SEC	0	0	
		Acc	1	1105.15	2.54	SEC	0	0	
			2	503.37	0.58	SEC	0	0	
			3	365.76	62.16	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	1195.55	2.88	SEC	0	0	
			2	159.12	15.08	SEC	0	0	
			3	724.13	29.83	SEC	0	0	
		Acc	1	1105.15	9.49	SEC	0	0	
			2	503.37	2.97	SEC	0	0	
			3	659.32	39.13	SEC	0	0	

Tableau-VII-1 Ferraillage des poteaux (45x45)

- ZONE II :(poteaux 40 x40) , A<sub>min</sub>=12.80 cm<sup>2</sup>

b= 40 h=40 cm ; d= 37 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage
Zone II	Xx	Cou	1	816.21	1.44	SEC	0	0	4HA16+4H A14 A =12.32cm <sup>2</sup>
			2	51.41	15.25	SEC	0	0	
			3	494.16	27.97	SEC	0	0	
		Acc	1	703.7	32.52	SEC	0	0	
			2	167.28	2.06	SEC	0	0	
			3	267.46	66.53	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	816.21	3.46	SEC	0	0	
			2	51.41	13.18	SEC	0	0	
			3	506.24	27.98	SEC	0	0	
		Acc	1	703.7	1.93	SEC	0	0	
			2	167.28	0.95	SEC	0	0	
			3	310.5	42.6	SEC	0	0	

Tableau-VII-2 Ferraillage des poteaux (40x40)

- ZONE III : (poteaux 35 x35),  $A_{\text{mine}}=9.80 \text{ cm}^2$

b=35 h=35 cm ; d= 32 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
Zone III	xx	Cou	1	527.86	2.22	SEC	0	0	8HA14  A =12.32cm <sup>2</sup>
			2	93.31	0.11	SEC	0	0	
			3	274.18	28.78	SEC	0	0	
		Acc	1	409.74	32.87	SEC	0	0	
			2	28.73	2.08	SEC	0	0	
			3	152.34	51.34	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	527.86	4.23	SEC	0	0	
			2	93.31	0.51	SEC	0	0	
			3	296.34	23.79	SEC	0	0	
		Acc	1	409.74	2.72	SEC	0	0	
			2	28.73	0.52	SEC	0	0	
			3	192.53	34.66	SPC	0	0	

Tableau-VII-3 Ferrailage des poteaux (35x35)

- ZONE IV: (poteaux 30 x30),  $A_{\text{min}}=7.20 \text{ cm}^2$

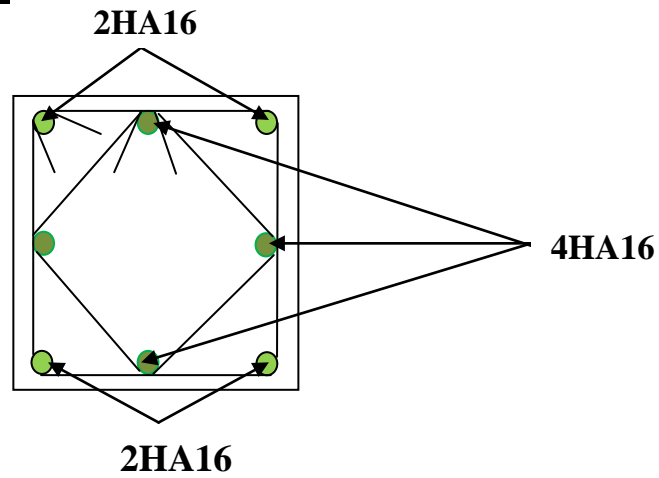
b=30 h=30 cm ; d= 27 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
Zone IV	xx	Cou	1	527.86	2.22	SEC	0	0	8HA14  A =12.32cm <sup>2</sup>
			2	93.31	0.11	SEC	0	0	
			3	274.18	28.78	SEC	0	0	
		Acc	1	409.74	32.87	SEC	0	0	
			2	28.73	2.08	SEC	0	0	
			3	152.34	51.34	SPC	0	0	
	yy	Cou	1	527.86	7.24	SEC	0	0	
			2	93.31	0.51	SEC	0	0	
			3	296.34	23.79	SEC	0	0	
		Acc	1	409.74	2.72	SEC	0	0	
			2	28.73	0.52	SPC	0	0	
			3	192.53	34.66	SPC	0	0	

Tableau-VII-4 : Ferrailage des poteaux (30x30)

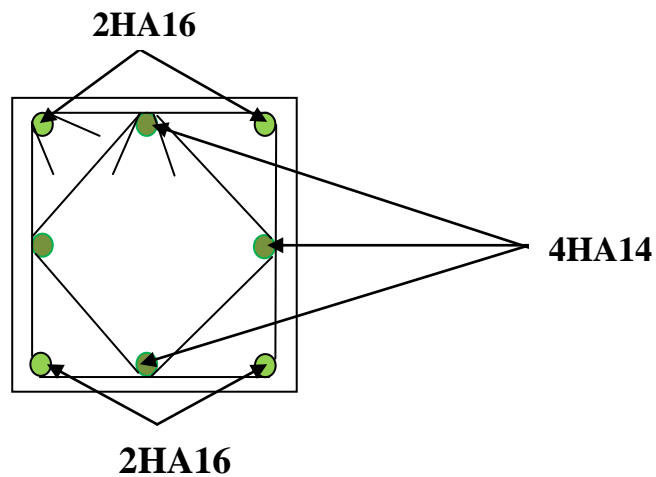
Le ferrailage final adopté :

ZONE(I), Poteaux 45x45:



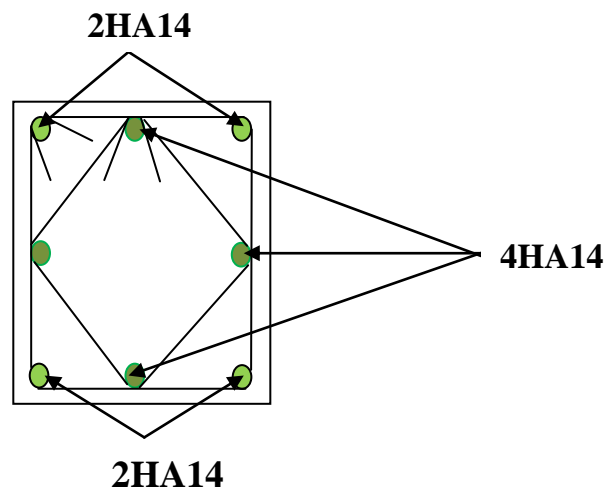
$$A=8HA16=16,08\text{cm}^2$$

ZONE(II), Poteaux 40x40

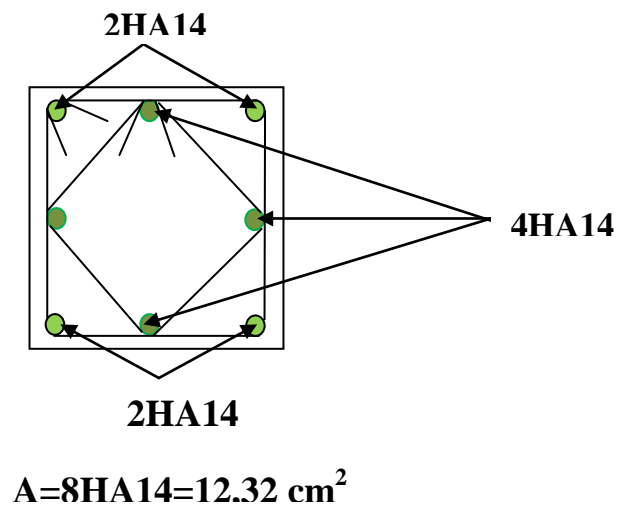


$$A=4HA16+4HA14=14,2\text{cm}^2$$

ZONE(III) Poteaux 35x35:



$$A=8HA14=12,32\text{cm}^2$$

ZONE(IV), Poteaux 30x30:

- **Vérification à L'ELS**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de  $(N_{ser}, M_{ser})$
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau-VII-5 : Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	h/6	Nature	$\sigma_b$		$\sigma_b$ adm	$\sigma_s$		$\sigma_s$ adm	Obs
							$\sigma_b$ sup	$\sigma_b$ inf		$\sigma_s$ sup	$\sigma_s$ inf		
ZONE I	45x45	870,46	1,13	0,00129	0,075	SEC	4.01	3.88	15	60	58.4	400	CV
		116,06	1,17	0,01008	0,075	SEC	0.59	0.46	15	8.68	7.1	400	CV
		479,88	14,23	0,02965	0,075	SEC	2.98	1.38	15	42.2	23	400	CV
ZONE II	40x40	593,69	1,04	0,00175	0,0667	SEC	3.44	3.28	15	51.4	49.4	400	CV
		37,48	11,09	0,31750	0,0667	SPC	1.55	0	15	16.2	-31.9	400	CV
		359,76	20,29	0,05639	0,0667	SEC	3.64	0.43	15	49.2	11.9	400	CV
ZONE III	35x35	383,85	1,61	0,00719	0,0583	SEC	3	2.63	15	44.3	40.1	400	CV
		68,11	0,08	0,00117	0,0583	SEC	0.51	0.49	15	7.6	7.39	400	CV
		199,46	20,87	0,10463	0,0583	SPC	4.21	0	15	51.7	-14.7	400	CV
ZONE IV	30x30	194,27	1,33	0,00684	0,05	SEC	2.11	1.63	15	30.6	25.5	400	CV
		12,14	9,76	0,80395	0,05	SPC	2.94	0	15	22	-81.3	400	CV
		73,81	18,66	0,25281	0,05	SPC	5.73	0	15	52.2	-105.5	400	CV

Tableau-VII-6 : Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	h/6	Nature	$\sigma_b$		$\sigma_b$ adm	$\sigma_s$		$\sigma_s$ adm	Obs
							$\sigma_b$ sup	$\sigma_b$ inf		$\sigma_s$ sup	$\sigma_s$ inf		
ZONE I	45x45	870,46	2,09	0,00240	0,075	SEC	4,06	57,8	15	60,6	3,83	400	CV
		116,06	10,95	0,09434	0,075	SPC	1,15	0,32	15	15,3	0	400	CV
		527,2	21,68	0,04112	0,075	SEC	3,61	21,1	15	50,5	1,17	400	CV
ZONE II	40x40	593,69	2,5	0,00421	0,0667	SEC	3,56	48,1	15	52,7	3,16	400	CV
		37,48	9,59	0,25586	0,0667	SPC	1,33	-24,1	15	14,4	0	400	CV
		368,47	20,28	0,05503	0,0667	SEC	3,69	12,7	15	49,9	0,48	400	CV
ZONE III	35x35	383,85	3,06	0,00791	0,0583	SEC	3,18	38,2	15	46,2	2,45	400	CV
		68,11	0,37	0,00543	0,0583	SEC	0,54	7,01	15	7,98	0,46	400	CV
		215,56	17,26	0,08007	0,0583	SPC	3,67	-0,5	15	46,9	0	400	CV
ZONE IV	30x30	194,27	2,56	0,01317	0,05	SEC	2,33	23,2	15	32,9	1,41	400	CV
		12,14	0,03	0,00247	0,05	SEC	0,12	1,7	15	1,81	0,11	400	CV
		74,03	22,23	0,30028	0,05	SPC	6,82	-138,8	15	59,7	0	400	CV

**Calcul 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 :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

▪ **Diamètre des armatures transversales**

D’après le [BAEL 91/99] 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 les maintiennent :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour 4 cadres HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>.

**Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l’espacement «  $S_t$  » des armatures transversales est fixée comme suit :

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (14 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte:  $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min} = 21 \text{ cm}$$

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

**Quantité d’armatures transversales minimale du RPA :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : & A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : & A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  = Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ avec: } l_f \text{ longueur de flambement du poteau}$$

$$l_f = 0,707 l_0 \text{ avec : } l_0 \text{ : hauteur libre du poteau.}$$

**Poteaux (45 x 45)**

- ES1 service :  $l_0 = 4.22 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,22}{0,45} = 6,63 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

Alors on opte pour un espacement  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

$$A_t^{min} = 0,003 \times 14 \times 45 = 1,89 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**Poteaux (45x45)**

ES2 Service :  $l_0 = 2,86 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,45} = 5,6$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

Alors on opte pour un espacement  $S_t = 5 \text{ cm}$ .

$$A_t^{min} = 0,008 \times 5 \times 45 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**Poteaux (40 x40)**

RDC :  $l_0 = 3,88 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,88}{0,4} = 6.85$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

1 étage :  $l_0 = 2,69 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,69}{0,4} = 4,75$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,008 \times 10 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

on opte  $S_t = 6 \text{ cm}$   $A_t^{min} = 0,008 \times 6 \times 40 = 1,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,008 \times 15 \times 40 = 4,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

on opte  $S_t = 6 \text{ cm}$   $A_t^{min} = 0,008 \times 6 \times 40 = 1,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

**Poteaux (35 x35)**

- Etage 2 et 3 :  $l_0 = 2,69$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,69}{0,35} = 5.43$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05cm^2 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57cm^2 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots CV$

**Poteaux (30 x30)**

- Etage 4et5 :  $l_0 = 2.69$  m

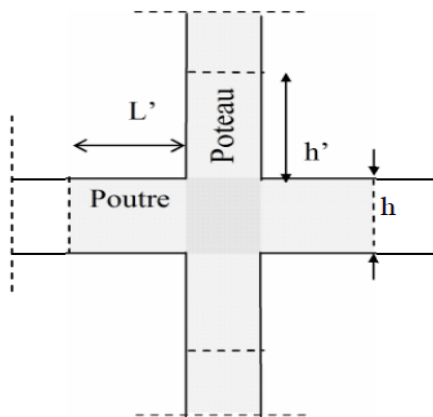
$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2.69}{0,30} = 6.33$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2 < 2.01cm^2 \dots\dots\dots CV$

• **Délimitation de la zone nodale**

Au niveau des poutres:  $L' = 2 \times h$  ;



$h$  : hauteur de la poutre

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60cm\right).$$

$$h' = \max(70 ; 30;40; 60 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$$

$h' = 70cm$  Dans les poteaux RDC.

$h' = 60cm$  dans les autres zones.

**Longueurs de recouvrement**

Pour les barres de 14 mm  $\implies L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

**VI-5-Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.35 > 5 \end{cases} \implies \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

**Poteaux (45 x 45) cm2 :**

- **Sens longitudinal** :  $\tau_b = \frac{15.74 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,08 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Sens transversal** :  $\tau_b = \frac{12.75 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,06 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

**Poteaux (40 x 40) cm2 :**

- **Sens longitudinal** :  $\tau_b = \frac{13.83 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Sens transversal** :  $\tau_b = \frac{16.9 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,11 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

**Poteaux (35 x 35) cm2 :**

- **Sens longitudinal** :  $\tau_b = \frac{10.69 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,09 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Sens transversal** :  $\tau_b = \frac{17.22 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

**Poteaux (30 x 30) cm2 :**

- **Sens longitudinal** :  $\tau_b = \frac{9.11 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,1 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Sens transversal** :  $\tau_b = \frac{15.41 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,18 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$

- **Condition de non fragilité**

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_c28 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Tableau-VII-7 Vérification de la condition de non fragilité dans le sens XX

Sections	N(KN)	Sens XX				Obs
		M(KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	
45x45	N <sub>max</sub> =870,46	M <sub>COR</sub> =1,13	0.0012	5.74	16.08	CV
	N <sub>min</sub> =116,06	M <sub>COR</sub> =1,17	0.01	5.75		
	N <sub>COR</sub> =479,88	M <sub>max</sub> =14,23	0.029	5.75		
40x40	N <sub>max</sub> =593,69	M <sub>cor</sub> =1,04	0.0017	4.51	14.2	CV
	N <sub>min</sub> =37,48	M <sub>cor</sub> =11,09	0.29	4.62		
	N <sub>cor</sub> =359,76	M <sub>max</sub> =20,29	0.056	4.53		
35x35	N <sub>max</sub> =383,85	M <sub>COR</sub> =1,61	0.0041	3.43	12.32	CV
	N <sub>min</sub> =68,11	M <sub>COR</sub> =0,08	0.0011	3.43		
	N <sub>COR</sub> =199,46	M <sub>max</sub> =20,87	0.104	3.46		
30x30	N <sub>max</sub> =194,27	M <sub>cor</sub> =1,33	0.0068	2.49	9.04	CV
	N <sub>min</sub> =12,14	M <sub>cor</sub> =9,76	0.8	2.76		
	N <sub>cor</sub> =73,81	M <sub>max</sub> =18,66	0.25	2.56		

Tableau-VII-7 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens YY

Sections	N(KN)	M(KN.m)	Sens YY			Obs
			$e_s$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	
<b>45x45</b>	$N_{max}=870,46$	$M_{COR}=2,09$	0.0025	<b>5.74</b>	<b>16.08</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=116,06$	$M_{COR}=10,95$	0.094	<b>5.78</b>		
	$N_{COR}=527,22$	$M_{max}=21,68$	0.041	<b>5.76</b>		
<b>40x40</b>	$N_{max}=593,69$	$M_{cor}=2,5$	0.0042	<b>4.51</b>	<b>14.2</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=37,48$	$M_{cor}=9,59$	0.25	<b>4.61</b>		
	$N_{cor}=368,47$	$M_{max}=20,28$	0.055	<b>4.53</b>		
<b>35x35</b>	$N_{max}=383,85$	$M_{COR}=3,06$	0.0079	<b>3.43</b>	<b>12.32</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=68,11$	$M_{COR}=0,37$	0.0054	<b>3.43</b>		
	$N_{COR}=215,56$	$M_{max}=17,26$	0.08	<b>3.45</b>		
<b>30x30</b>	$N_{max}=194,27$	$M_{cor}=2,56$	0.013	<b>2.49</b>	<b>12.32</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=12,14$	$M_{cor}=0,03$	0.0024	<b>2.49</b>		
	$N_{cor}=74,03$	$M_{max}=22,23$	0.3	<b>2.58</b>		

*Chapitre*

***VIII***

***FERRAILLAGE  
DES  
VOILES***

**VII-) Ferraillage des voiles :**

**VII.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- Zone I : 1<sup>er</sup> entre sol , 2<sup>ème</sup> entre sol.
- Zone II : RDC , 1<sup>er</sup> étage.
- Zone III : 2<sup>ème</sup> , 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone IV : 4<sup>ème</sup> , 5<sup>ème</sup> étage.

**-Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l}
 \text{Selon le BAEL 91} \\
 \text{Selon le RPA révisé 2003}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 1.35 G + 1.5 Q \\
 G + Q \\
 \\
 G + Q \pm E \\
 0.8 G \pm E
 \end{array} \right.$$

**VII-2) calcul du ferraillage :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VII-2-1) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier,  $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Le calcul des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimé (**SEC**)

-Section partiellement comprimé (**SPC**)

-Section entièrement tendue (SET)

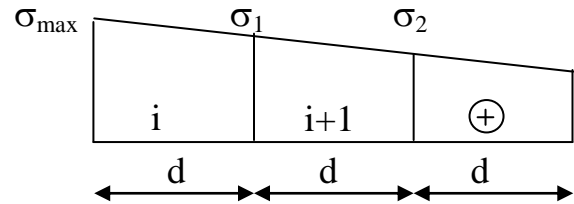
► Section entièrement comprimée :

$\sigma_{\min}$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

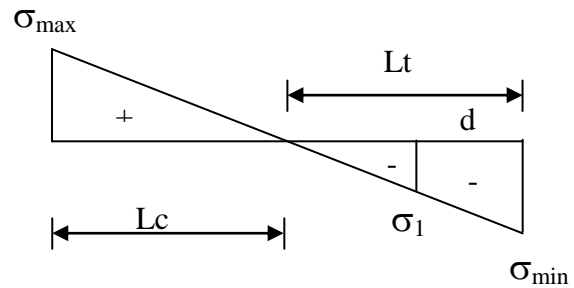
Avec : e (épaisseur du voile).



► Section partiellement comprimée :

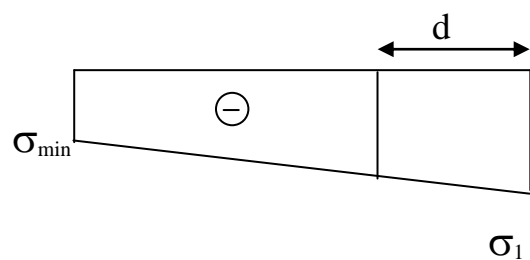
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



► Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VII-2-2) Détermination des armatures :

$\sigma_{\max}$

a) Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

: Contrainte de l'acier à 0.2 % =  $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$ .

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$\sigma_{s1}$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % =  $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

- **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$  (cm<sup>2</sup>)

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) :  $A_{\min} = 0,2 \% B$  (cm<sup>2</sup>)

Donc : 
$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,002B\right)$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 1 % =  $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,002 \times B\right)$$

**b) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ

- D'après le BEAL 91 : 
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA 2003 :  $A_h \geq 0.15\% B$  Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$  En zone courante

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>**: Section d'armature verticale.

$$A_H \geq 0.15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**c) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e) Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**f) Espacement :**

D'après (**RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3**) ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

**g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

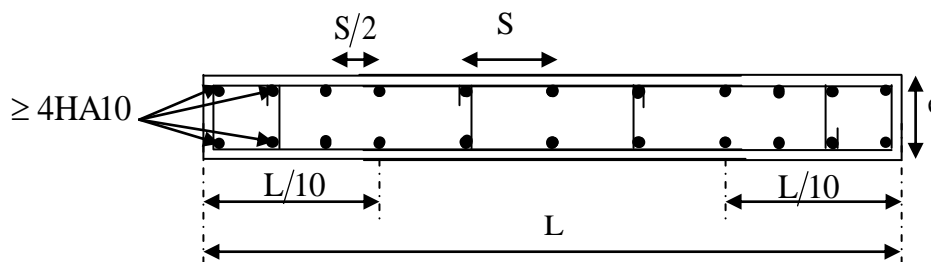


Fig VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VII-3) Vérification à L'ELS :**

Pour cette étape, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**• D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$$

**b) Exemple de calcul :**

**b.1) Armatures verticales :**

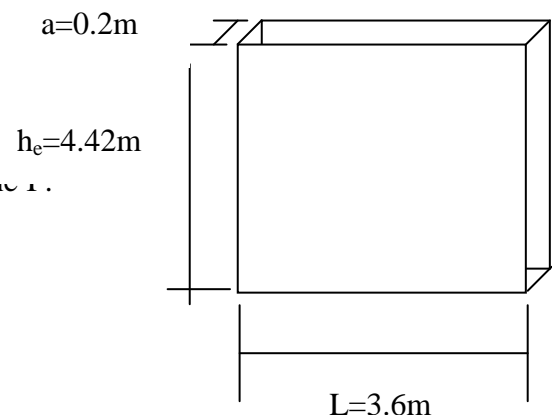
Soit à calculer le ferraillage du voile  $L = 3.6m$  de la zone 1.

$L = 3.6 m$  ,  $e = 0,2 m$

$$\sigma_{max} = 3797.84KN / m^2$$

$$\sigma_{min} = - 6568.14KN / m^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée :



FigureVII-2 : voile1 en zone

$$L_c = \frac{3797.84}{3797.84 + 6568.14} \cdot 3.6 = 1.32.m$$

$$L_t = L - L_c = 3.6 - 1.32 = 2.28 \text{ m}$$

Calcul de la longueur d

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_c}{3}\right)$$

$$d \leq \min(2.21 ; 0.88)$$

$$\Rightarrow d = 0.88m$$

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de (d = 1.14)

**1<sup>er</sup> bande : d= 1.14 m.**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2.28 - 1.14) \times 6568.14}{2.28} = 3284.07 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6568.14 + 3284.07}{2} \times 1.14 \times 0.2 = 1123.15 \text{ KN}$$

**- Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1123.15 \times 10}{348} = 32.27 \text{ cm}^2$$

**Section minimale**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{d.e.f_{t28}}{f_e}; 0,15\% d.e\right\}$$

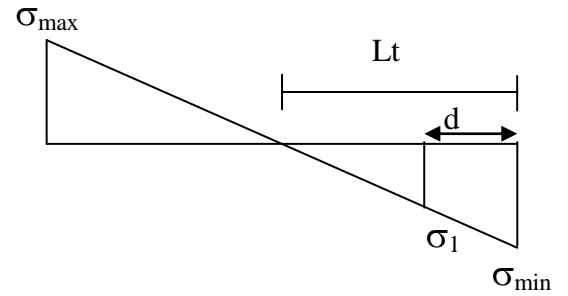
$$A_{min} = \max\left\{\frac{1,14 \times 0,2 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 1,14 \times 0,2 \times 10^4\right\} = 11.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11.97 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande : d=1.14 m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3284.07 \times 1.14 \times 0.2}{2} = 374.38 \text{ KN}$$

**-Armatures verticales :**



$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{374.38 \times 10}{348} = 10.75 \text{ cm}^2$$

**Section minimale**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.15\% d.e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{1,14 \times 0,2 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 1,14 \times 0,2 \times 10^4 \right\} = 11.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 11.97 \text{ cm}^2$$

**.Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.54T}{f_e} = \frac{1.54 \times 25.19 \times 10}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique :

♦ **1<sup>ere</sup> bande** : 16HA16 = 32.16 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit: 6HA14/nappe .avec espacement de 20 cm

♦ **2<sup>ieme</sup> bande** : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 6HA12/nappe avec espacement de 15 cm

**-Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{32.16}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = 1.1$$

Soit **8HA10 = 6.24 cm<sup>2</sup>/ ml** .

**-Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

**-Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Vérification des contraintes de cisaillement:**

**Selon le RPA99 :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

**Avec :**

**d :** hauteur utile (d=0.9h).

**h :** hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 25.19}{0.2 \times 0.9 \times 3.6} \times 10^{-3} = 0,06 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25.19 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.6} = 0,04 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{9760.77 \times 10^{-3}}{0,72 + 15 \times (21.56 + 6.78) \times 10^{-4}} = 12.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 12.8 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

$$V_{x1}=V_{x4}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,6	3,6	3,6		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,72	0,72	0,72	0,72		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3797,84	2198,28	2081,93	3756,8		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6568,14	-4879,75	-4857,83	-5116,38		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	25,19	29,4	27,83	32,69		
	L <sub>t</sub> (m)	2,28	2,48	2,52	2,08		
	L <sub>c</sub> (m)	1,32	1,12	1,08	1,52		
	d (m)	1,141	1,241	1,260	1,038		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3284,070	2439,875	2428,915	2558,190		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1123,67	908,34	918,13	796,54	
		N <sub>2</sub>	374,556	302,779	306,043	265,515	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>32,29</b>	<b>26,10</b>	<b>26,38</b>	<b>22,89</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>10,76</b>	<b>8,70</b>	<b>7,65</b>	<b>7,63</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,97	1,13	1,07	1,26	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>32,53</b>	<b>26,38</b>	<b>26,65</b>	<b>23,20</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>15,73</b>	<b>8,98</b>	<b>7,92</b>	<b>7,94</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,98	13,03	13,23	10,90	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>36,18</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	
		Bonde 2	<b>12,32</b>	<b>13,56</b>	<b>13,56</b>	<b>11,3</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*9HA16</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>
			Bonde 2	<b>2*4HA14</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6,84	7,45	7,56	6,23		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,05	6,16	6,16	6,16		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>12HA12</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>9HA10</b>		
ep =20cm		(A=13,56cm <sup>2</sup> )	(A=9,36cm <sup>2</sup> )	(A=9,36cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>					
contrainte	ELS	$\sigma_u$ (MPa)	0,039	0,045	0,043	0,050	
		$\sigma_b$ (MPa)	0,054	0,064	0,060	0,071	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	9760,77	8903,71	6152,3	3268,05	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>12,31</b>	<b>11,44</b>	<b>7,91</b>	<b>4,22</b>	

Vx2=Vx3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,7	3,7	3,7		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,74	0,74	0,74	0,74		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3797,84	2198,28	2081,93	3756,8		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6568,14	-4879,75	-4857,83	-5116,38		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	25,19	29,4	27,83	32,69		
	L <sub>i</sub> (m)	2,34	2,55	2,59	2,13		
	L <sub>c</sub> (m)	1,36	1,15	1,11	1,57		
	d (m)	1,172	1,275	1,295	1,067		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3284,070	2439,875	2428,915	2558,190		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1154,88	933,57	943,63	818,67	
		N <sub>2</sub>	384,960	311,189	314,544	272,890	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>33,19</b>	<b>26,83</b>	<b>23,59</b>	<b>23,53</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>1,11</b>	<b>8,94</b>	<b>7,86</b>	<b>7,84</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,97	1,13	1,07	1,26	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>33,43</b>	<b>27,11</b>	<b>23,86</b>	<b>23,84</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>1,35</b>	<b>9,23</b>	<b>8,13</b>	<b>8,16</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,31	13,39	13,60	11,20	
	A <sub>v adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>36,18</b>	<b>27,72</b>	<b>24,64</b>	<b>24,64</b>	
		Bonde 2	<b>13,56</b>	<b>13,56</b>	<b>13,56</b>	<b>11,3</b>	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*9HA16</b>	<b>2*9HA14</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*8HA14</b>
			Bonde 2	<b>2*6HA12</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*6HA12</b>	<b>2*5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	15cm	18cm	18cm	15cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			7,03	7,65	7,77	6,40	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			9,05	6,93	5,85	6,16	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			<b>12HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>7HA12</b>	
ep =20cm			(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=7,8cm <sup>2</sup> )	(A=7,8cm <sup>2</sup> )	(A=7,91cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes		Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,038	0,044	0,042	0,049	
		$\tau_b$ (MPa)	0,053	0,062	0,059	0,069	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	9760,77	8903,71	6152,3	3268,05	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1,23</b>	<b>11.1</b>	<b>7,8</b>	<b>4,11</b>		

$$V_{y1}=V_{y2}=V_{y3}=V_y$$

$$4=V_{y5}=V_{y6}=V_{y7}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,88	1,88	1,88	1,88		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,376	0,376	0,376	0,376		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3640,56	2198,29	2081,93	3756,8		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6890,19	-4809,75	-4857,83	-5116,38		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	25,19	29,44	27,83	32,69		
	L <sub>t</sub> (m)	1,23	1,29	1,32	1,08		
	L <sub>c</sub> (m)	0,65	0,59	0,56	0,80		
	d (m)	0,615	0,645	0,658	0,542		
	$\sigma_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3445,095	2404,875	2428,915	2558,190		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	635,66	465,44	479,47	415,97	
		N <sub>2</sub>	211,885	155,148	159,823	138,658	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18,27	13,37	11,99	11,95	
		A <sub>v2</sub>	6,09	4,46	4,59	3,98	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,97	1,13	1,07	1,26	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18,51	13,66	12,25	12,27	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,33	4,74	4,86	4,3	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,46	6,77	6,91	5,69	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	21,56	13,56	13,56	13,56	
		Bonde 2	6,78	7,8	7,8	6,78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA14	2*6H A12	2*6H A12	2*6H A12
			Bonde 2	2*3HA12	2*5H A10	2*5H A10	2*3H A12
		S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm
			Bonde 2	18cm	18cm	18cm	20cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande			3,69	3,87	3,95	3,25	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			5,39	3,39	3,39	3,39	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
ep =20cm			(A=5,46cm <sup>2</sup> )	(A=5,46cm <sup>2</sup> )	(A=5,46cm <sup>2</sup> )	(A=5,46cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,074	0,087	0,082	0,097	
		$\sigma_b$ (MPa)	0,104	0,122	0,115	0,135	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	221,11	2198,28	4208,31	1236,08	

	$\sigma_s$ (MPa)	0,52	5,38	10,31	3,04
--	------------------	------	------	-------	------

*Chapitre*

***IX***

***ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE***

## IX.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

### ▪ Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier)

### ▪ Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits)

## IX.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- la contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$  à une profondeur de 1 m
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

## IX.3 Choix du type de la fondation

Le choix du type de fondation est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- Le tassement du sol.

**IX.4 Dimensionnement**

**a - Semelle isolée :**

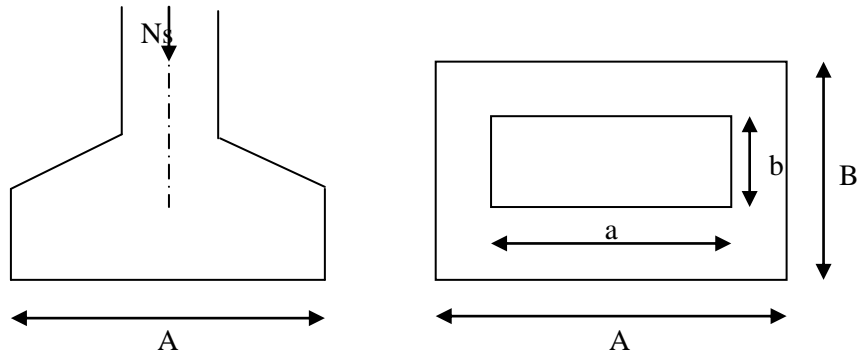
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

*Homothétie des dimensions :*

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{45}{45} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{1x\bar{\sigma}_{sol}}}$$



*Figure IX.1 : Dimensions d'une fondation*

*Exemple de calcul:*

$$N_{ser} = 870,46KN \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 150KN / m^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.40m$$

*Remarque :*

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b - Semelles filantes**

**1 -Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \frac{G + Q}{B \cdot L} \Rightarrow \sigma_{sol} B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : surcharge d'exploitation revenant au voile.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
<b>VL1</b>	1533,96	3,6	2,84	10,224
<b>VL2</b>	1602,2	3,7	2,88	10,656
<b>VL3</b>	1576,28	3,6	2,919	10,5084
<b>VL4</b>	1609,37	3,7	2,899	10,7263
<b>VL5</b>	581,22	1,8	2,152	3,8736
<b>VL6</b>	582,45	1,8	2,157	3,8826
				49,8709

**Tableau IX.1 surface de semelles filantes sous voiles (sens x-x)**

❖ **Sens transversal**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
<b>Vt1</b>	1055,6	1,88	3,743	7,036
<b>Vt2</b>	1694,92	1,88	6,01	11,298
<b>Vt3</b>	1068,03	1,88	3,787	7,119
<b>Vt4</b>	682,62	2	2,275	4,55
<b>Vt5</b>	947,41	1,88	3,359	6,314
<b>Vt6</b>	1700,79	1,88	6,031	11,338
<b>Vt7</b>	1062,82	1,88	3,768	7,083
				54,738

**Tableau XI.2 surface de semelles filantes sous voiles (y-y)**

$$S_v = \sum S_i = 104,608 \text{m}^2$$

Avec :

Sv : Surface totale des voiles.

**2 - Semelles filantes sous poteaux**

La coordonnée de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$\sum N_i = 3922,35 \text{KN}$  : Effort normal total transmis par les poteaux

$\sum M_i = 56,421 \text{KN.m}$ : Moment total transmis par les poteaux

$\sum N_i \times e_i = 686,67 \text{KN.m}$

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN. m)	e <sub>i</sub>	N × e <sub>i</sub>
1	595,93	9,369	10,005	5962,27
2	869,42	7,767	6,605	5742,51
3	495,02	11,19	3,205	1586,53
4	493,67	11,256	-10,005	-4939,16
5	870,46	7,67	-6,605	-5749,38
6	597,85	9,169	-3,205	-1916,1
<b>Somme</b>	3922,35	56,421	/	686,67

$e_i$  : Longueur entre les poteaux et le centre de la semelle.

**A. N :**

$$e = \frac{686,67 + 56,421}{3922,35} = 0.189 \text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.189 < \frac{L}{6} = \frac{20,01}{6} \approx 3,33 \text{m} \text{ Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{N_t}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3922,35}{20,01} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0.189}{20,01} \right) = 184,91 \text{KN/m}$$

$$q_{max} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3922,35}{20,01} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0.189}{20,01} \right) = 207,12 \text{KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3922,35}{20,01} \times \left( 1 + \frac{3 \times 0,189}{20,01} \right) = 201,57 \text{KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{201,57}{0.15 \times 10^3} = 1,34 \text{m}$$

B=1,50 m

On aura donc,  $S = 1,5 \times 20,01 = 30,015m^2$

Nous aurons la surface totale de semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 30,015 \times 7 + 104,608 = 314,713m^2.$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sous considéré.

### Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 22,97 \times 19,4 = 445,618m^2$
- La surface totale des semelles filantes :
- On doit vérifier que :  $S_t > 50\% S_{bat}$
- $50\% S_{bat} = 0,5 \times 445,618 = 222,809$
- $314,713 > 222,809$
- Puisque :  $S_t > 50\% S_{bat}$
- Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise pour les deux surfaces, on adopte choix d'un radier général.

## IX.5 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### IX.5.1 Pré dimensionnement du radier

#### a -Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifié :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Ce qui conduit à

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K = 40MPa pour un sol moyen.

I : l'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : module de déformation longitudinale différée E =10818.86MPa.

L<sub>max</sub> : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 118,6cm$$

ON OPTE h=120cm

**Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\rightarrow 0,687m \leq h \leq 1,1m$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier h=90cm

**b - Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d = \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm.}$$

Soit :h<sub>d</sub>=30cm.

**c - Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55cm.$$

On opte h=60cm.

**CONCLUSION :**

Le choix définitif des dimensions de radier est le suivant

- Hauteur des nervures suivant les deux sens **h=120cm**
- Largeur de la nervure **b= 60cm**
- Hauteur de la dalle **h<sub>d</sub>=30cm**

**IX. 5 .2 Détermination des charges:**

La surface du bâtiment  $S=445,618m^2$

Charges permanentes :

**G=30489,25kn** (étapes)

**Q=4791,71 kn**(étapes)

**Avec : G=charges permanentes de la structure.**

**Q=charges d'exploitations de la structure.**

**Combinaison d'actions :**

- A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 30489,25 + 1,5 \times 4791,71 = 48348,05kn$

- A l'ELS:  $N_s = G + Q = 30489,25 + 4791,71 = 35280,96kn$

**IX.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier**

➤ A l'ELU

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{Sol}} = \frac{48348,05}{2 \times 150} = 161,16. m^2$$

➤ A l'ELS

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{Sol}} = \frac{35280,96}{150} = 235,2m^2$$

D'où:

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 235,2m^2$$

$$S_{bat}=445.618m^2 > S_{rad}=235,2 m^2$$

**Remarque :**

Vu que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier ; les règles BAEL exigent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

On prend :  $L_{deb} = 60 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{deb} = (22,97 + 2 \times 0,6) \times 0,6 \times 2 + (19,4 + 2 \times 0,6) \times 0,6 \times 2 = 53,724 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 445,618 + 53,724 = 499,342 \text{ m}^2$$

**IX.5.4 Calcul des efforts à la base du radier****1-charges permanentes :**

**a-Poids de bâtiment :**  $G = 30489,25 \text{ kn}$

**b-Poids du radier :**

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

**Poids de la dalle :**

$$P1 = 499,342 \times 0,3 \times 25 = 3745,065 \text{ kn}$$

**Poids des nervures :**

$$p2 = [(0,6 \times (1,2 - 0,3) \times 22,97 \times 9) + (0,6 \times (1,2 - 0,3) \times 19,4 \times 7)] \times 25 = 4624,15 \text{ kn}$$

**Section de la nervure :**

$$S_{ner} = (0,6 \times 22,97 \times 9) + (0,6 \times 19,4 \times 7) = 205,518 \text{ m}^2$$

**Poids du TVO :**

$$p3 = (499,342 - 205,518) \times (1,2 - 0,3) \times 17 = 4495,5 \text{ kn}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$p4 = 499,342 \times 0,1 \times 25 = 1248,355 \text{ kn}$$

$$P_{radier} = 14113,07 \text{ kn}$$

- **Surcharge du radier**

- Surcharges du bâtiment :  $30489,25 \text{ kn}$

- surcharges du radier :

$$G_{tot} = P_{super} + P_{infrast}$$

$$G_{tot} = 30489,25 + 14113,07 = 44602,32 \text{ kn}$$

- Charges d'exploitation

$$Q_{tot} = Q_{bati} + Q_{radier}$$

$$Q_{bati} = 4791,71 \text{ kn}$$

$$Q_{radier} = 1,5 \times 499,342 = 749,013 \text{ kn}$$

$$Q_{tot} = 5540,723 \text{ kn}$$

### IX.5.5 Combinaison d'actions

- A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 44602,32 + 1,5 \times 5540,723 = 68524,21 \text{ kn}$

- A l'ELS :  $N_s = G + Q = 44602,32 + 5540,723 = 50143,04 \text{ kn}$

### IX.5.6 Détermination de la surface nécessaire du radier

➤ A l'ELU

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{Sol}} = \frac{68524,21}{2 \times 150} = 228,41 \text{ m}^2$$

➤ A l'ELS

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{Sol}} = \frac{50143,04}{150} = 334,28 \text{ m}^2$$

D'où:

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 334,28 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 445,618 \text{ m}^2 > S_{rad} = 334,28 \text{ m}^2$$

### IX.5.7 Vérification:

#### a. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{68524,21 * 1 * 5,5}{499,342 * 2} = 377,37 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{377,37 \times 10}{100 * 27} = 1,39 \text{ MPa}$$

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

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

### b. Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,7 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11,485 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i$  ;  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 19593,11 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 13976,06 \text{ m}^4$$

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

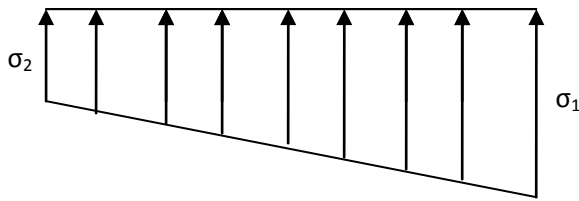
$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure,

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :



**Figure.IX.2 Diagramme des contraintes**

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

**-A l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \quad \text{sol}$$

**-A l'ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

▪ **Sens (X-X)**

**-A l'ELU**

**Calcul des moments**

$$M_x = 31177 + 1755 \times 1.2 = 33283 \text{kn.m}$$

$$M_y = 28285.502 + 1568.35 \times 1.2 = 30167.52 \text{kn.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{68524,21}{499,342} + \frac{33283}{13976,06} \times 9,7 = 160,32 \text{kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{68524,21}{499,342} - \frac{33283}{13976,06} \times 9,7 = 114,12 \text{kn/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 * 160,32 + 114,12}{4} = 148,77 \text{kn/m}^2$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{kn/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \times \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

-A'ELS:

$$M_x = 33283 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{50143,04}{499,342} + \frac{33283}{13976,06} \times 9,7 = 123,51 \text{kn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{50143,04}{499,342} - \frac{33283}{13976,06} \times 9,7 = 77,31 \text{kn/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 * 123,51 + 77,31}{4} = 111,96 \text{kn/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (Y-Y)

-A'ELU

$$M_y = 30167.52 \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{68524,21}{499,342} + \frac{30167.52}{19593.11} \times 11.485 = 154,91 \text{kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{68524,21}{499,342} - \frac{30167,52}{19593,11} \times 11,485 = 119,54 \text{ kn/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 154,91 + 119,54}{4} = 146,06 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**-A'ELS:**

$$M_y = 30167,52 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{50143,04}{499,342} + \frac{30167,52}{19593,11} \times 11,485 = 118,10 / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{50143,04}{499,342} - \frac{30167,52}{19593,11} \times 11,485 = 82,73 / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 118,1 + 82,73}{4} = 109,25 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 150 \text{ kn/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau,

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier,

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau,

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

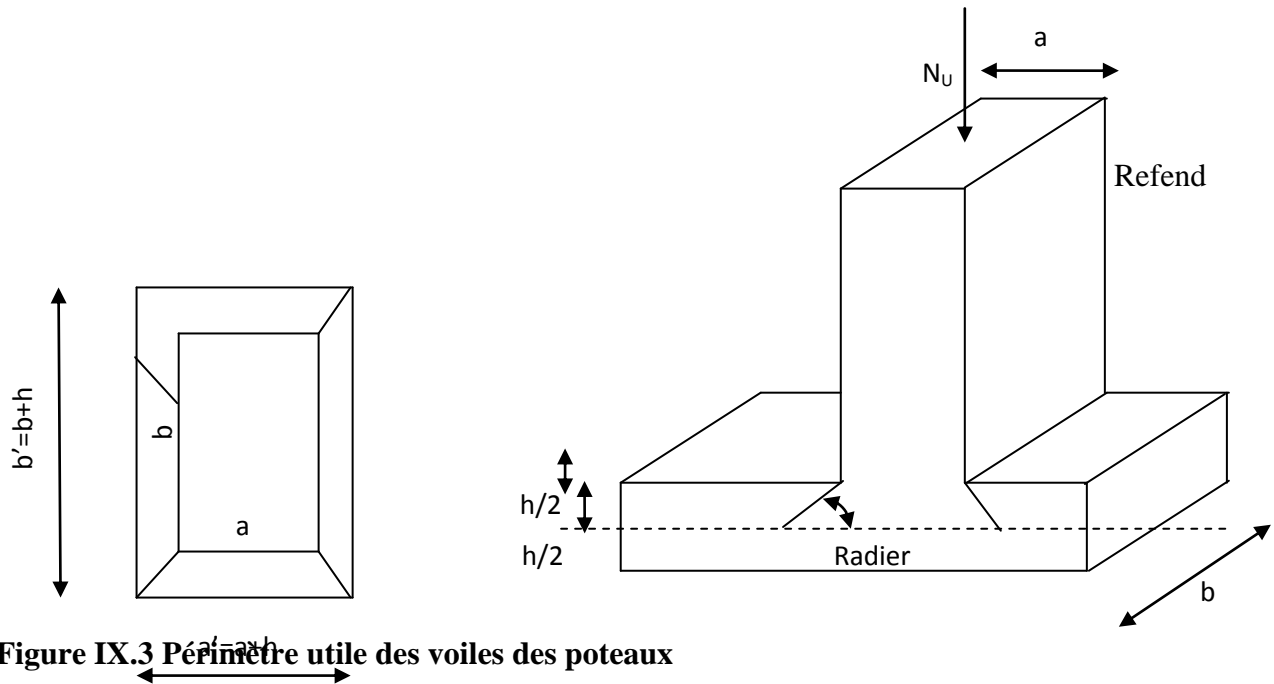


Figure IX.3 Périmètre utile des voiles des poteaux

**d. Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

▪ **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.45 + 0,45 + 2 \times 1,2) = 6.6m$$

$$N_u = 1195.55kn(\text{étabs}).$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,6 \times 1,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5940kn \Rightarrow OK$$

▪ **Voile**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 1.2) = 7.2m$$

$$N_u = 2330.64kn(\text{étabs}).$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 7,2 \times 1,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6480kn \Rightarrow OK$$

**e. Vérification de l'effort sous pression**

On doit vérifiée l'inégalité suivante :

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,2\text{m}$ )

$$P = G + G_{\text{radier}} = 59343.85 + 9665.78 = 69009.63 \text{ KN}$$

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 499,342 \times 10 \times 1,2 = 8988,15 \text{ KN}$$

$$P = 14113,07 \text{ KN} > 8988,15 \text{ KN}$$

⇒ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

### IX.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas** : si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{Ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$\text{et } M_{Oy} = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas** : Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{Ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} L_x < L_y$$

### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adoptée la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**a. Identification du panneau le plus sollicité**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

$$L_x=3,4 \quad , \quad L_y=3,7$$

**A l'ELU :**  $\sigma_m = \max(\sigma_{u1}; \sigma_{u2}) = \max(160,32 ; 116,45) = 160,32 \text{kn/m}^2$

**A l'ELS :**  $\sigma_m = \max(\sigma_{s1}; \sigma_{s2}) = \max(123,51 ; 77,31) = 123,51 \text{kn/m}^2$

**-ELU :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 160,32 - \frac{14113,07}{499,342} = 132,05 \text{kn/m}^2$$

**-ELS:**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 123,51 - \frac{14113,07}{499,342} = 95,24 \text{kn/m}^2$$

Panneau de dimension:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{3.7} = 0.91 \text{ le panneau de la dalle travaille dans les deux sens .}$$

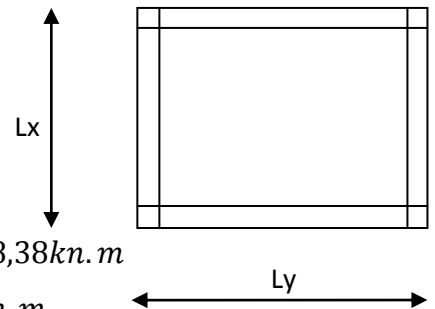
**b. Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\rho = 0.91 \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$q_u = 132,05 \text{kn/m}^2$$

$$M_{Ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0448 \cdot 132,05 \cdot 3.4^2 = 68,38 \text{kn.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox} = 0.798 \cdot 68,38 = 54,56 \text{kn.m}$$



❖ **Sens XX**

▪ **Prise en compte de la continuité :**

-Moments en travées

$$\begin{cases} M_{utx} = 0.75 \cdot 68,38 = 51,285 \text{kn.m} \\ M_{uty} = 0.75 \cdot 54,56 = 40,92 \text{kn.m} \end{cases}$$

**-Moment aux appuis**

$$M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0.5 * 68,38 = -34,19 \text{ kn.m}$$

$$M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = -0.5 * 54,56 = -27,28 \text{ kn.m}$$

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,285 \cdot 10^3}{100 * 27^2 * 14.2} = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.049 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,285 * 10^3}{0.974 * 27 * 348} = 5,60 / \text{ml}$$

On adopte : **4HA14 = 6,16cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 14cm**

▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,19 * 10^3}{100 * 14.2 * 27^2} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34,19 * 10^3}{0,983 * 27 * 348} = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm**

## Sens YY

## ▪ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,92 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40,92 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 4,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA14=6,16cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e =14cm**

## ▪ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,28 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

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

$$A_a = \frac{M_{uay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,28 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 2,94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12= 4,52cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm.**

## b.1 .Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  pour HAF e E400

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.91}{2} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Aux appuis**

$$A_{ua}^x = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **En travée**

$$A_{ut}^x = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut}^y = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### c .Calcul à l'ELS

$$\rho = 0,91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$q_s = 95,24 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{Ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_X^2 = 0.0448 \cdot 95,24 \cdot 3.4^2 = 49,32 \text{ kn.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox} = 0.798 \cdot 49,32 = 39,35 \text{ kn.m}$$

- **Prise en compte de la continuité**

- Moments en travées

$$\begin{cases} M_{stx} = 0.75 \cdot 49,32 = 36,99 \text{ kn.m} \\ M_{sty} = 0.75 \cdot 39,35 = 29,51 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_{sax} = -0,5 \times M_{Ox} = -0.5 \cdot 49,32 = -24,66 \text{ kn.m} \\ M_{say} = -0,5 \times M_{Oy} = -0.5 \cdot 39,35 = -19,67 \text{ kn.m} \end{cases}$$

### C.1 Vérification des contraintes dans le béton :

- ❖ **Sens XX**

- **Aux appuis :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$

- $\sigma_b = K_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 6,16}{100 * 27} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow K_1 = 49,93$$

$$\sigma_s = \frac{24,04 * 10^6}{0,923 * 270 * 6,16 * 10^2} = 156,59 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{156,59}{49,93} = 3,13 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 6,16}{100 * 27} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow K_1 = 49,93$$

$$\sigma_s = \frac{36,06 * 10^6}{0,923 * 270 * 6,16 * 10^2} = 234,89 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \text{ C.N.V}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{234,89}{49,93} = 4,7 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armatures à L'E.L.S. (en travée et aux appuis)

▪ **En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_s}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{36,06 * 10^3}{100 * 270^2 * 201,63} = 0,0024 \Rightarrow K_1 = 49,1 \Rightarrow \beta_1 = 0,922$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{36,06 * 10^6}{0,922 * 270 * 201,63} = 7,18 \text{cm}^2$$

On adopte : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm**

▪ **Euxappuis:**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{24,66 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 201,63} = 0,0016 \Rightarrow K_1 = 69,75 \Rightarrow \beta_1 = 0,941$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{24,66 \cdot 10^6}{0,941 \cdot 270 \cdot 201,63} = 4,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA14 = 7,7 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm.**

❖ **Sens YY**

• **Eux appuis**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

$$\bullet \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \sigma_b = K_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 6,16}{100 \cdot 27} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow K_1 = 49,93$$

$$\sigma_s = \frac{19,67 \cdot 10^6}{0,923 \cdot 270 \cdot 6,16 \cdot 10^2} = 128,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{128,13}{49,93} = 2,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 6,16}{100 \cdot 27} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow K_1 = 49,93$$

$$\sigma_s = \frac{29,51 * 10^6}{0,923 * 270 * 6,16 * 10^2} = 192,23\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \text{ C.V}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{192,23}{49,93} = 3,84\text{MPa} < 15 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armatures à L'E.L.S. (en travée et aux appuis)

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{29,51.10^3}{100 * 27^2 * 201,63} = 0,00200 \Rightarrow K_1 = 51,67 \Rightarrow \beta_1 = 0,925$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{29,51 * 10^6}{0,925 * 270 * 201,63} = 5,86\text{cm}^2$$

On adopte : **4 HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm**

▪ **Euxappuis**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{19,67.10^3}{100 * 27^2 * 201,63} = 0,00133 \Rightarrow K_1 = 65,64 \Rightarrow \beta_1 = 0,938$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{19,67 * 10^6}{0,938 * 270 * 201,63} = 3,85$$

On adopte : **4 HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **e = 20cm.**

**IX-7 Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI-3°. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

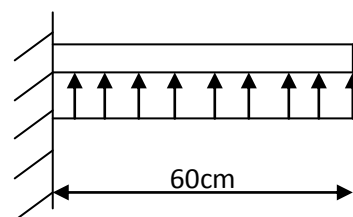


Figure XI -4 Schéma statique de débord

## a) Sollicitation de calcul :

## ❖ A L'ELU

$$P_u = 132,05 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u * l^2}{2} = \frac{-123,11 * 0,60^2}{2} = -22,15 \text{ kn.m}$$

## ❖ A L'ELS

$$P_s = 95,24 \text{ knt.m}$$

$$M_s = \frac{-P_s * l^2}{2} = \frac{-95,24 * 0,60^2}{2} = -17,14 \text{ KN.m}$$

## Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{22,15 * 10^3}{100 * 27^2 * 14,2} = 0,0213 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0,0213 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{22,15 * 10^6}{0,989 * 270 * 348} = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## a) Vérification à L'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 270 * 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_u = 6,16 > A_{\min} = 3,26$$

## b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

## c) Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} ; \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 6,16}{100 * 27} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow K_1 = 49,93$$

$$\sigma_s = \frac{22,15 * 10^6}{0,926 * 270 * 6,16 * 10^2} = 143,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{143,81}{49,93} = 2,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

### IX .8.Ferraillage de la nervure

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « etabs », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

#### a) Sollicitation de calcul

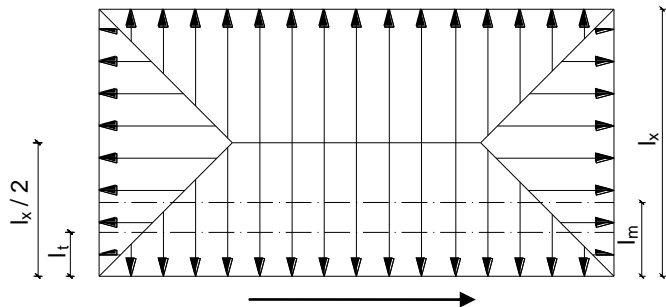
##### 1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



- **Charge triangulaire**

$$L_x = l_y \quad \rho_x = 0,918$$

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$

- **Charges à considérer**

- **Sens transversal : charge trapézoïdale**

$$l_m = 3,4 \left( 0,5 - \frac{0,918^2}{6} \right) = 1,22$$

$$l_t = 3,4 \left( 0,5 - \frac{0,918}{4} \right) = 0,91$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 132,05 \times 1,22 = 161,1 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 95,24 \times 1,22 = 116,19 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 132,05 \times 0,91 = 120,16 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 95,24 \times 0,91 = 86,66 \text{ KN / ml.}$$

**b -Détermination des efforts**

Sens XX:

1) E.L.U

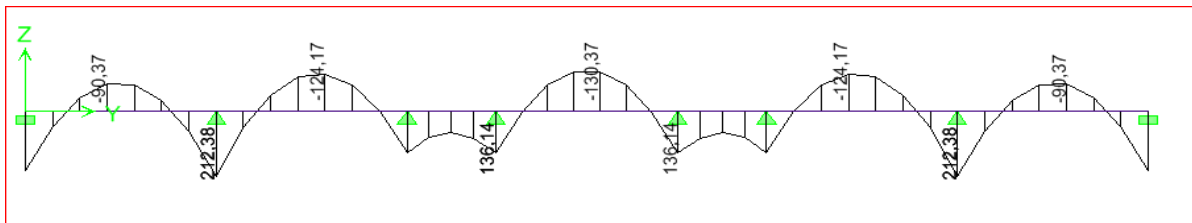
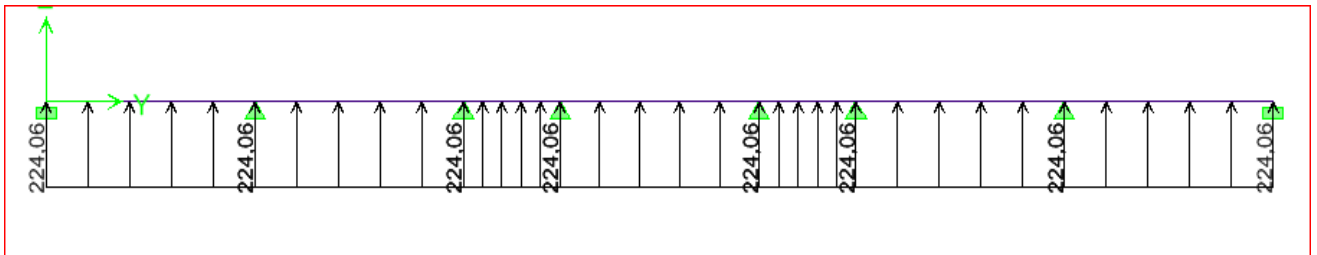


Diagramme des moments fléchissant a ELU

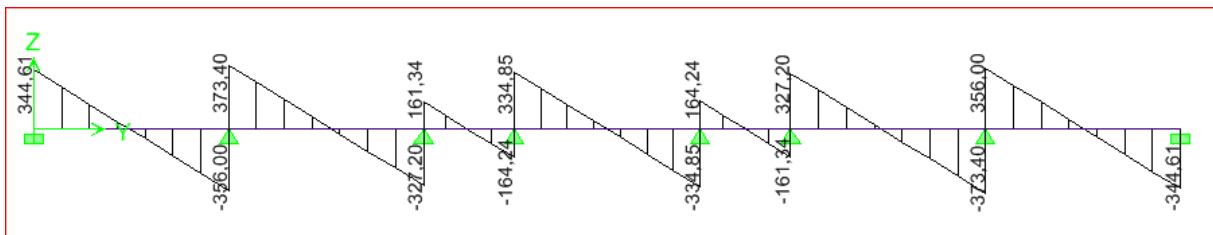


Diagramme des efforts tranchants a ELU

2) ELS :

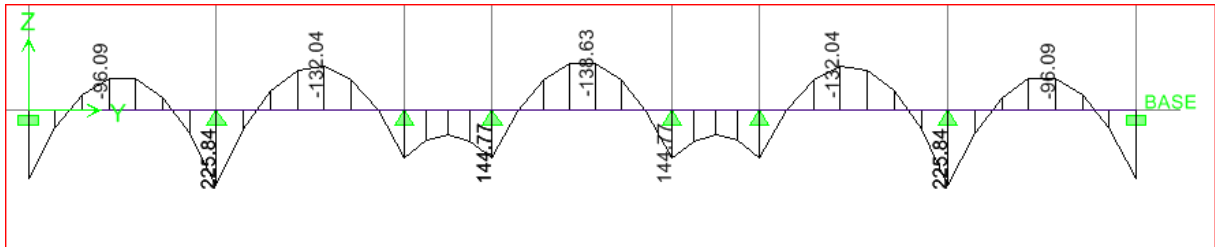
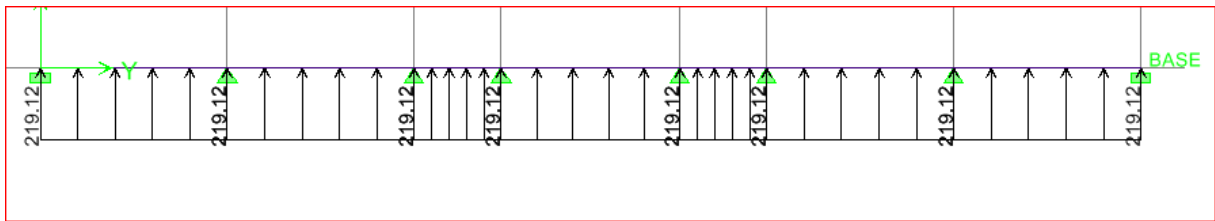


Diagramme des moments fléchissant a ELS

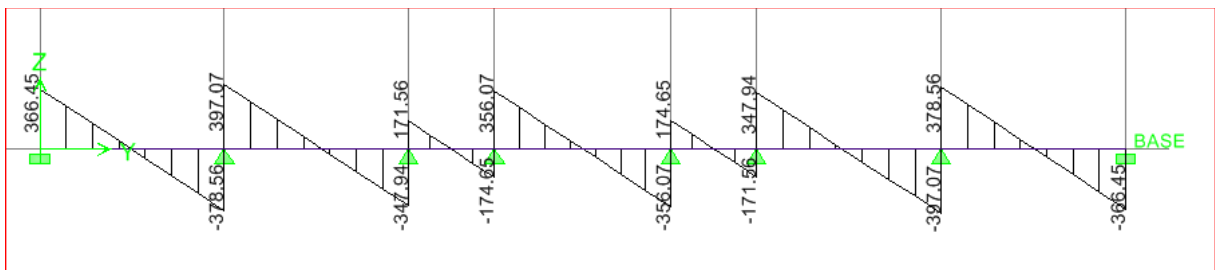
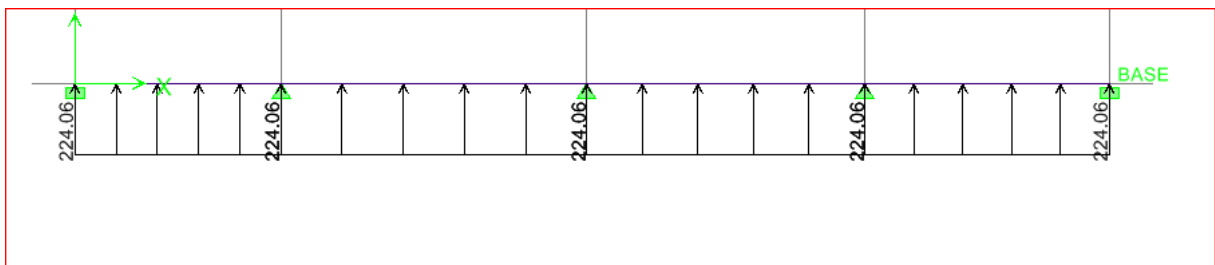


Diagramme des efforts tranchants a ELS

Sens YY :

1) ELU :



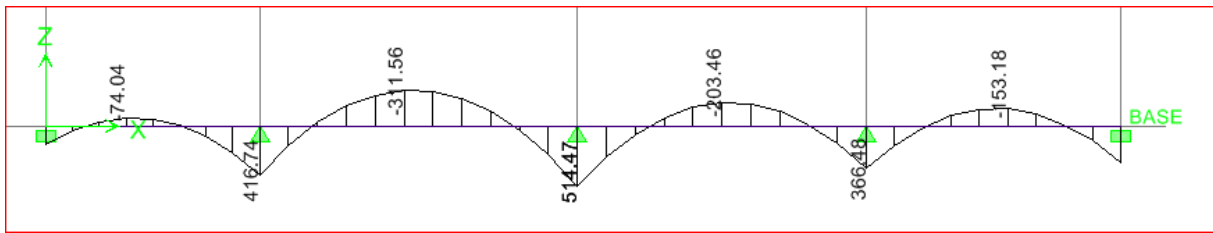


Diagramme des moments fléchissant a ELU

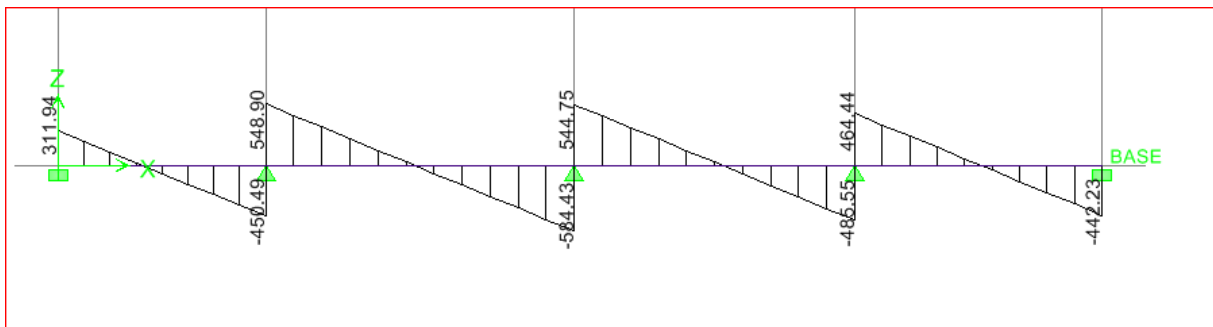


Diagramme des efforts tranchants a ELU

2) ELS :

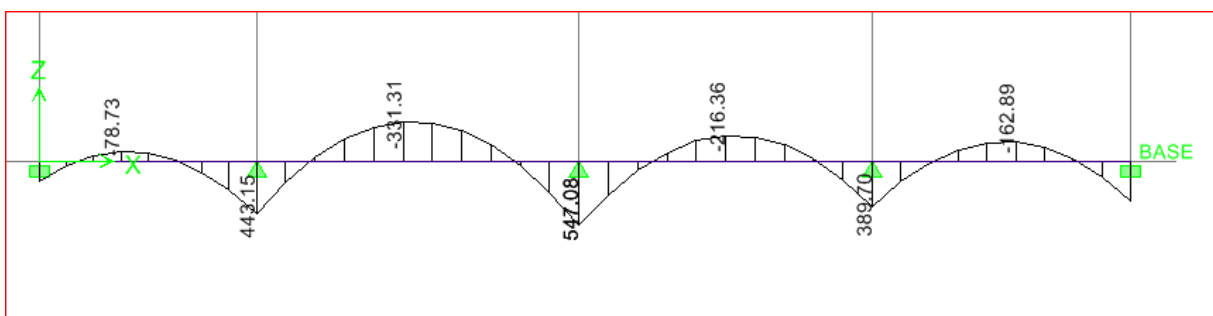
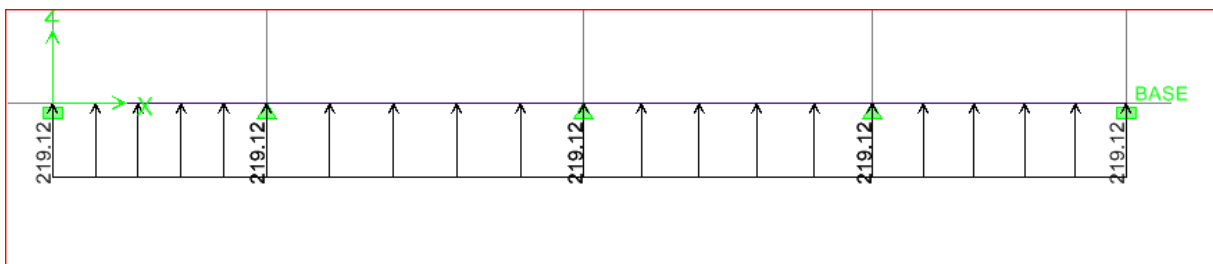


Diagramme des moments fléchissant a ELS

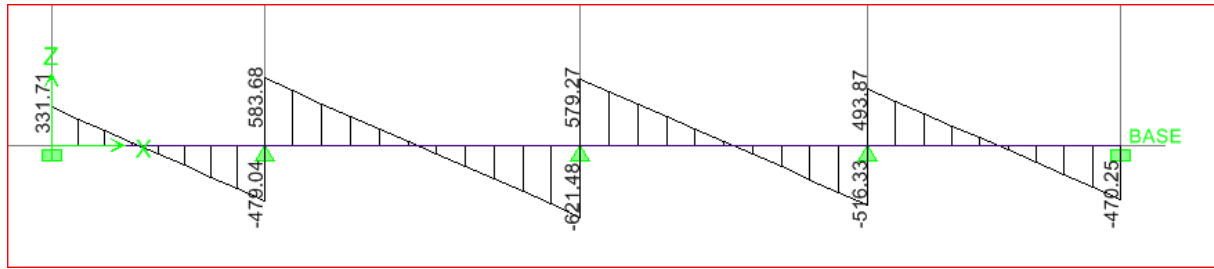


Diagramme des efforts tranchants a ELS

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les moments

Sens XX	Sens YY
$M_{tu}^{max}=130.37kn.m$	$M_{tu}^{max}=311.56kn.m$
$M_{au}^{max}=212.38kn.m$	$M_{au}^{max}=514.47kn.m$
$M_{ts}^{max}=138.63kn.m$	$M_{ts}^{max}=331.31kn.m$
$M_{as}^{max}=225.84kn.m$	$M_{as}^{max}=547.08kn.m$

-Les efforts tranchants

Sens XX	Sens YY
$T_{elu}=373.4kn$	$T_{elu}=584.43kn$
$T_{els}=397.07kn$	$T_{els}=621.48kn$

### C - Calcul des armatures à L'ELU

❖ Sens (X-X)

En travée :

$$M_{tmax} = 130.37KN.m$$

$$b = 60cm ; d = 117cm ; f_{bc} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{130.37 * 10^3}{60 * 117^2 * 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow$$

$$\beta = 0.994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{130.37 * 10^6}{0.994 * 1170 * 348} = 3.22cm^2$$

On opte pour **5HA 12 = 5,65cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$M_{amax} = 212.38k.m$$

$$b = 60cm \quad ; d = 117cm \quad ; f_{bc} = 14.2MPa \quad ; \sigma_s = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{212,38 * 10^3}{60 * 117^2 * 14.2} = 0.018 < \mu_1 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{212,38 * 10^6}{0.991 * 1170 * 348} = 5,33cm^2$$

On opte pour **5HA 14 = 7,7 cm<sup>2</sup>**

**c) Vérification à L'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

**\*Armatures**

**longitudinales**

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

$$A_{min} \geq 0,23 * 60 * 117 * \frac{2,1}{400} = 8,47cm^2$$

• **En travée**

$$A_u = 5,65cm^2 < A_{min} = 8,47cm^2 \longrightarrow C.N.V$$

• **Aux appuis :**

$$A_u = 7,7cm^2 < A_{min} = 8,47cm^2 \longrightarrow C.N.V$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} MPa = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b * d} = \frac{373,4 * 10^3}{600 * 1170} = 0,53MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow C.V$$

**\*Armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 1.4 ; \frac{120}{35} ; \frac{60}{10} \right\} = 1.4 \text{ cm}$$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22)

**Selon le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \{ 105,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{20 * 373,4}{0,9 * 117 * 34,8} = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{2,03 * 400}{60 * 20} = 0,67 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

**Selon le RPA 99 :**

Espacement des armatures :

- En Zone nodale :
- 

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par**

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 150 * 60 = 2.70 \text{ cm}^2$$

**d - Verification à L'ELS :**

➤ Contrainte dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée**

La section adoptée à L'ELU en travée est  $A_u=8,47\text{cm}^2$

$M_s \text{ max} = 138,63\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ut}}{b_0 * d} = \frac{100 * 8,47}{60 * 117} = 0.12$$

$$\beta_1=0.942$$

$$\rho_1=0.12 \longrightarrow K_1=71,21$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st} \text{ max}}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{138,63 * 10^6}{0.942 * 1170 * 8,47 * 10^2} = 148.5\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 148.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{148.5}{71.21} = 2.08\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

**Aux appuis :**

La section adoptée à L' ELU est.

$$A_{ua} = 8.47\text{cm}^2$$

$M_{sa} \text{ max} = 225.84\text{KN .m}$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ua}}{b_0 * d} = \frac{100 * 8.47}{60 * 117} = 0.12$$

$$\rho_1 = 0.12 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0.942 \\ K_1=71.21 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa} \text{ max}}{\beta_1 * d * A_{sa}} = \frac{225.84 * 10^6}{0.942 * 1170 * 8.47 * 10^2} = 241.92\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 241.92 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{241.92}{71.21} = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \text{ ( en travée et aux appuis )}$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armatures à L'E.L.S. (En travées et aux appuis)

▪ **En travée**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{138,63 \cdot 10^3}{60 \cdot 117^2 \cdot 201,63} = 0,000837 \Rightarrow K_1 = 85 \Rightarrow \beta_1 = 0,950$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{138,63 \cdot 10^6}{0,950 \cdot 1170 \cdot 201,63} = 6,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12+4HA14 = 10,68 cm<sup>2</sup>**

▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{225,84 \cdot 10^3}{60 \cdot 117^2 \cdot 201,63} = 0,0013 \Rightarrow K_1 = 65,64 \Rightarrow \beta_1 = 0,937$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{225,84 \cdot 10^6}{0,937 \cdot 1170 \cdot 201,63} = 10,21 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA14+4HA16 = 14,2 cm<sup>2</sup>**

**En travée**

⇒ La section adoptée = max(E. L. U ; E. L. S) = max(5,65; 10,68) cm<sup>2</sup> ⇒ A = 10,68 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis**

⇒ La section adoptée = max(E. L. U ; E. L. S) = max(6,16; 14,2) cm<sup>2</sup> ⇒ A = 14,2 cm<sup>2</sup>

❖ **Sens Y-Y**

**En travée :**

$$M_{tmax} = 311,56 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{311,56 \cdot 10^3}{60 \cdot 117^2 \cdot 14,2} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{311,56 \cdot 10^6}{0,987 \cdot 1170 \cdot 348} = 7,75 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5 HA 16 = 10,05cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$M_{amax} = 514,47KN.m$$

$$b = 60cm ; d = 117cm ; f_{bc} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_s}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{514,47 * 10^3}{60 * 117^2 * 14,2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_s = 0.044 \beta = 0.969 \longrightarrow$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{514,47 * 10^6}{0.969 * 1170 * 348} = 13.03,cm^2$$

On opte pour **4HA 14 + 4HA 16 = 14,2cm<sup>2</sup>**

**d) Vérification à L'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité**

\*Armatures longitudinales :

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

$$A_{min} \geq 0,23 * 60 * 117 * \frac{2,1}{400} = 8.47cm^2$$

• **En travée**

$$A_u = 10,05 cm^2 > A_{min} = 8.47 cm^2 \longrightarrow C.V$$

**Aux appuis :**

$$A_u = 14,2cm^2 > A_{min} = 8.47cm^2 \longrightarrow C.V$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} MPa = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b * d} = \frac{584,43 * 10^3}{600 * 1170} = 0,83MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow C.V$$

\***Armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 1.4 ; \frac{120}{35} ; \frac{50}{10} \right\} = 1.4 \text{ cm}$$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :

### Selon le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min\{105,3 \text{ cm}; 40\text{cm}\} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t \cdot V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20 \cdot 584,43}{0,9 \cdot 117 \cdot 34,8} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{3,18 \cdot 400}{60 \cdot 20} = 1,06 \cdot \text{MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

### Selon le RPA 99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \cdot 20 \cdot 60 = 3,60 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

- En Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min\{30 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**\*Armatures de peau: (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à 3 cm<sup>2</sup>/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 120cm, la qualité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 1 \text{ m} = 3.00 \text{ cm}^2 / \text{par paroi}.$$

Soit : 2HA12

### e - Vérification à L'ELS

➤ Contrainte dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Ma}$$

**En travée :**

La section adoptée à L'ELU en travée est  $A_u = 14.2 \text{ cm}^2$

$M_s \text{ max} = 331,31 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ut}}{b_0 * d} = \frac{100 * 10,05}{60 * 117} = 0.143$$

$$\rho_1 = 0.172 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58,53 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st \text{ max}}}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{331,31 * 10^6}{0.932 * 1170 * 14.2 * 10^2} = 213,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 213,96 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213,96}{58,53} = 3,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

▪ **En travée:**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * \overline{\sigma}_s} = \frac{331,08 * 10^3}{60 * 117^2 * 201,63} = 0.00199 \Rightarrow K_1 = 51,67 \Rightarrow \beta_1 = 0.925$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \overline{\sigma}_s} = \frac{331,08 * 10^6}{0.925 * 1170 * 201,63} = 15,17 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA16=16,08 cm<sup>2</sup>**

⇒ La section adoptée = max(E. L. U ; E. L. S) = max(10,05; 16,08) cm<sup>2</sup> ⇒ A = 16,08 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :**

La section adoptée à L' ELU est.

$$A_{ua} = 14,2 \text{ cm}^2$$

$$M_{sa \max} = 547,08 \text{ KN .m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ua}}{b_0 * d} = \frac{100 * 14,2}{60 * 117} = 0.202$$

$$\rho_1 = 0.202 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.927 \\ K_1 = 53,49 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa \max}}{\beta_1 * d * A_{sa}} = \frac{547,08 * 10^6}{0.927 * 1170 * 14,2 * 10^2} = 355,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 355,21 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{355,21}{53,49} = 6,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \text{ (aux appuis et en travée)}$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armature

**Aux appuis :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{547,08. 10^3}{60 * 117^2 * 201.63} = 0.0033 \Rightarrow K_1 = 38,19 \Rightarrow \beta_1 = 0.906$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{547,08 * 10^6}{0.906 * 1170 * 201.63 * 10^2} = 25,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 10\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 26,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{La section adoptée} = \max(\text{E. L. U} ; \text{E. L. S}) = \max(14,2; 26,26) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 26,26 \text{ cm}^2$$

**IX-9) Calcul du mur plaquent**

**IX-9-1) Introduction**

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

**IX-9-2) Méthode de calcul**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de E-SOL1, pour une bande de largeur de 1m.

- **HYPOTHESES GENERALES :**

Règles de calculs : BAEL91 Révisée 99

Matériaux :

\*Béton :  $f_{c28}=25.Mpa$

\* $f_{t28}=2.1Mpa$

\*Acier :  $f_e=400Mpa$

\*enrobage : 3.00cm

\*fissuration : préjudiciable

\*Nuance : Aciers à haute adhérence

**IX-9-3) Détermination des sollicitations**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

- **Données de calcul**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 KN/m^2$ .

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17KN/m^3$ .

Angle de frottement : ..... $\varphi = 35^0$ .

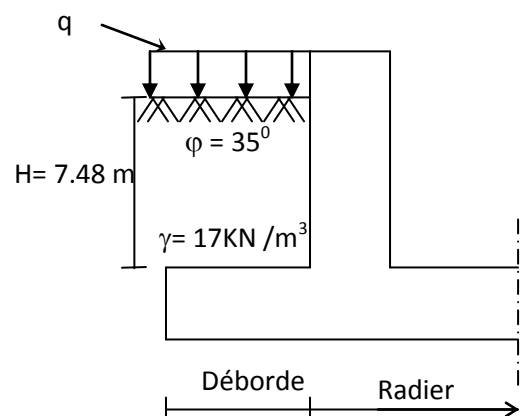
Cohésion : ..... $C = 0$ .

- **Calcul des sollicitations**

Matériau granulaire  $K_a=1-\sin \varphi=0.426$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Avec :  $0 < h < H$



L' ELU :

$$\sigma_H = K_a ( 1,5q + 1,35\gamma \cdot h )$$

Pour : h = 0 →  $\sigma_1 = 6.39 \text{ KN/m}^2$

Pour : h = 4.42m →  $\sigma_2 = 49.60 \text{ KN/m}^2$

Pour : h = 7.48m →  $\sigma_2 = 79.5197 \text{ KN/m}^2$

L'ELS :

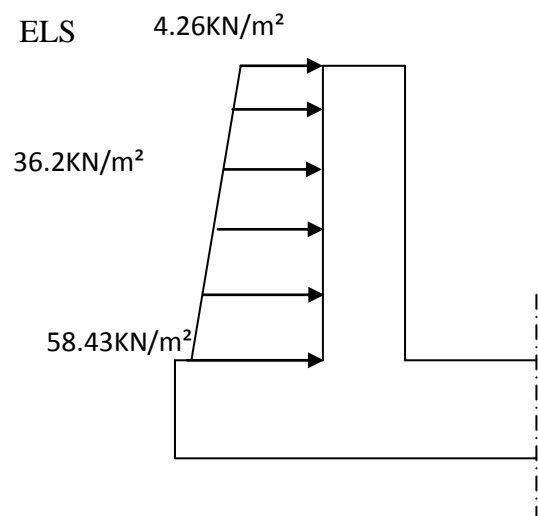
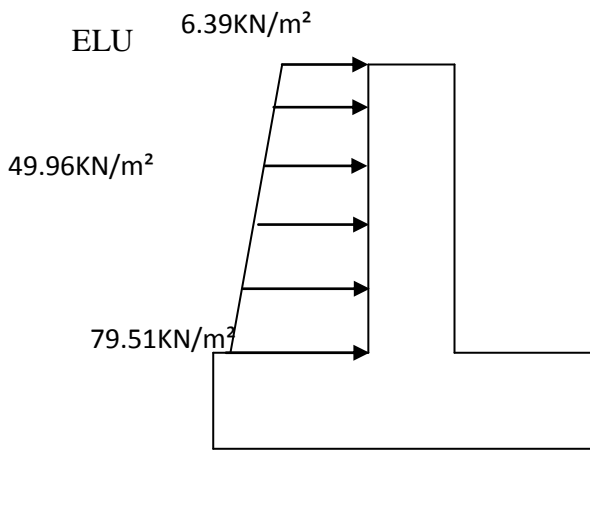
$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Pour h = 0 →  $\sigma_1 = 4.26 \text{ KN/m}^2$

Pour h = 4.42m →  $\sigma_2 = 36.26 \text{ KN/m}^2$

Pour h = 7.48m →  $\sigma_3 = 58.43 \text{ KN/m}^2$

- **Diagramme des contraintes**



- **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 61,23 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 44,88 \text{ KN/m}$$

**IX.9.4 Ferrailage du mur plaque**

1. **Méthode de calcul** : Le mur sera considéré comme un ensemble de dalles continues appui sur les poteaux et encastré au niveau des nervures.

2. **Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.50

➤ **Identification des panneaux**

$$l_x = 3.4 \text{ m}$$

$$l_y = 4.42 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{4.42} = 0.76 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**ELU**

$$\rho = 0.76 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0610 \\ \mu_Y = 0.525 \end{cases}$$

$$M_X = \mu_X q l_X^2 = 0.0610 \times 72.03 \times 4.42^2 = 85.83 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = \mu_Y M_X = 0.525 \times 85.83 = 45.06 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments**

Sens xx

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_X = 0.5 \times 85.83 = 42.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_X = 0.75 \times 85.83 = 64.37 \text{ KN.m}$$

Sens yy

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_Y = 0.5 \times 45.06 = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_Y = 0.75 \times 45.06 = 33.79 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_x = 0.061 \times 52.88 \times 4.42^2 = 63.01 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 63.01 = 15.75 \text{KN.m}$$

**Correction des moments**

Sens XX :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_x = 31.5 \text{KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75M_x = 47.25 \text{KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_y = 7.87 \text{KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75M_y = 11.81 \text{KN.m}$

**Calcul des sections d'armatures**

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
<b>xx</b>	Appuis	42.91	0.104	0.392	SSA	0.945	7.67	2	8HA12 =9.04	20
	Travée	64.37	0.156	0.392	SSA	0.915	11.89	2	8HA14 =12.32	15
<b>yy</b>	Appuis	10.72	0.026	0.392	SSA	0.987	1.83	2	8HA12 =9.04	20
	Travée	8.04	0.019	0.392	SSA	0.990	1.37	2	8HA12 =9.04	20

**Tableau IX.9: ferrailage du mur plaque**

**Recommandations du RPA**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,10\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8

### X.9.5) Vérifications à l'état limite ultime

#### A - des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{40\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b -Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 200/10 = 20\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### C- Condition de non fragilité

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas,  $W_0 = 0,8\text{‰}$

- **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.76)/2 = 0.000896.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000896 \times 100 \times 20 = 1.79\text{cm}^2 < 2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Direction secondaire

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.74) / 2 = 0.000896.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**.9.6 vérification à l'ELS**

- vérification de la contrainte dans le béton

On doit vérifier que :

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

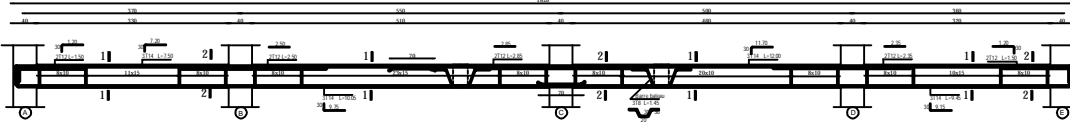
Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

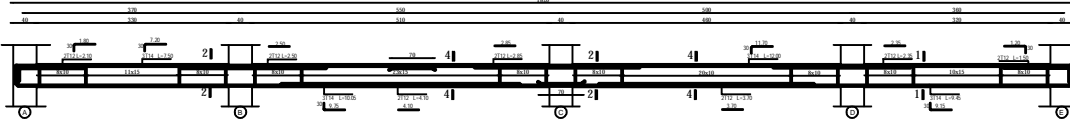
sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	42.91	31.5	1.362	0.051	0.373	vérifiée
	Travée	64.37	47.25	1.362	0.0774	0.372	vérifiée
YY	appui	10.72	7.87	1.362	0.051	0.373	vérifiée
	travée	8.04	11.81	0.68	0.0381	0.224	vérifiée

**Tableau IX 9.2:** vérification des contraintes à l'ELS

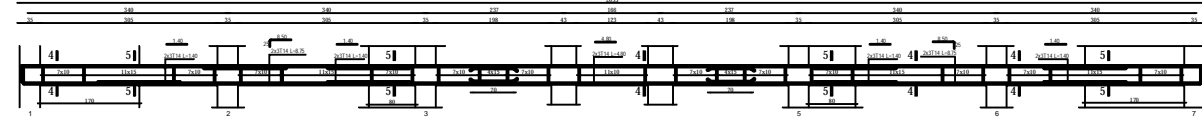
Ferraillage poutre Principale(30x40)



Ferraillage poutre Principale(30x40)



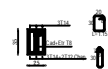
Ferraillage poutre Secondaire (25x35)



Coupe 4-4

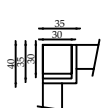
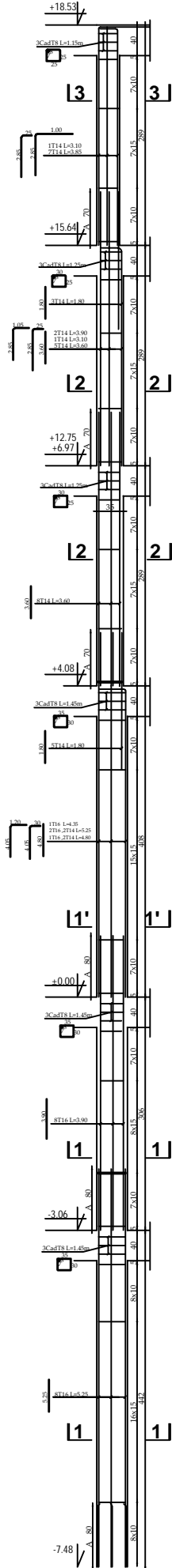


Coupe 5-5

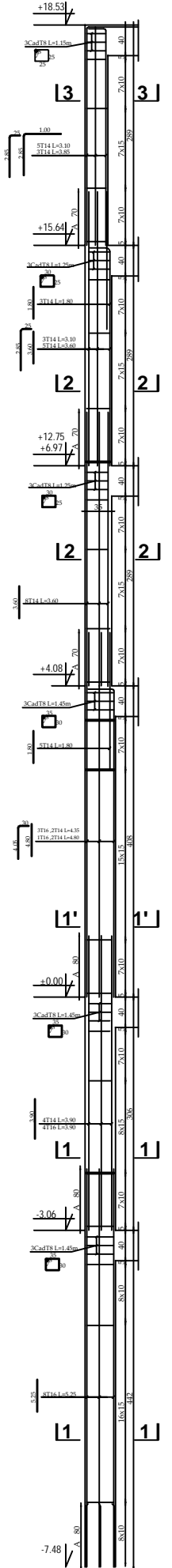




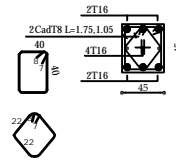
FERR: POTEAU CENTRAL



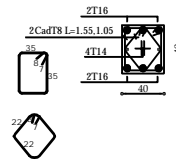
FERR: POTEAU DE RIVE



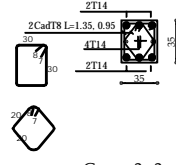
Coupe1--1



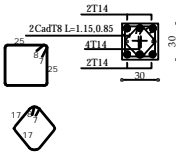
Coupe1'-1'



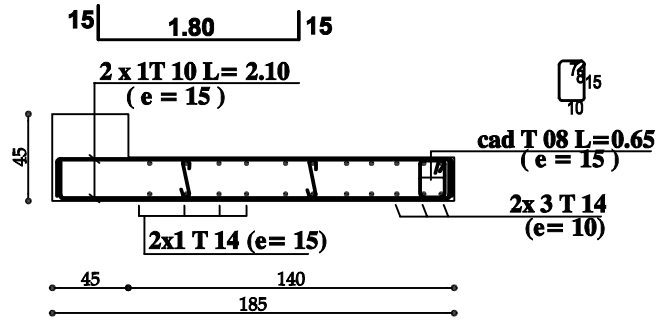
Coupe2--2



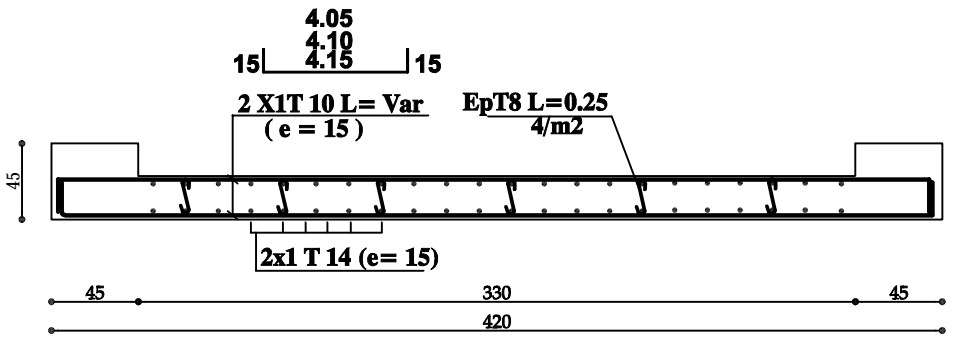
Coupe3--3



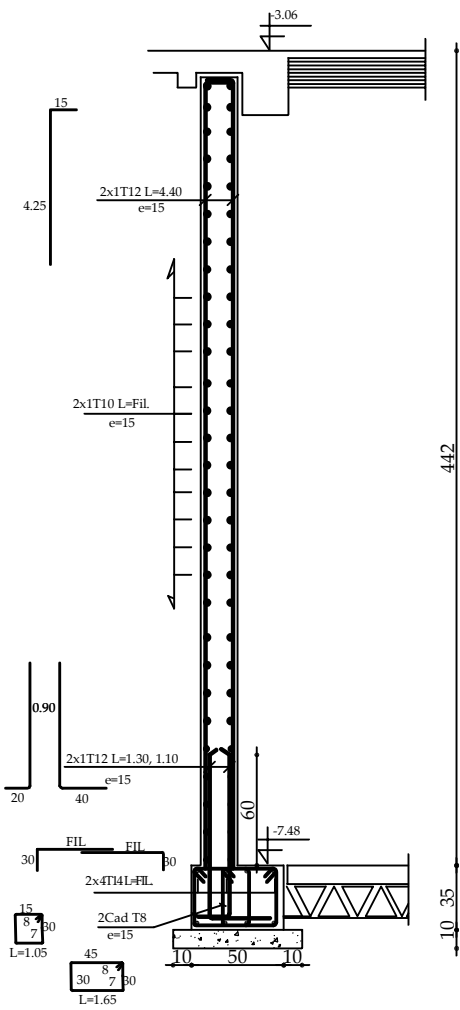
**VOILE VY1 ; V'Y1**



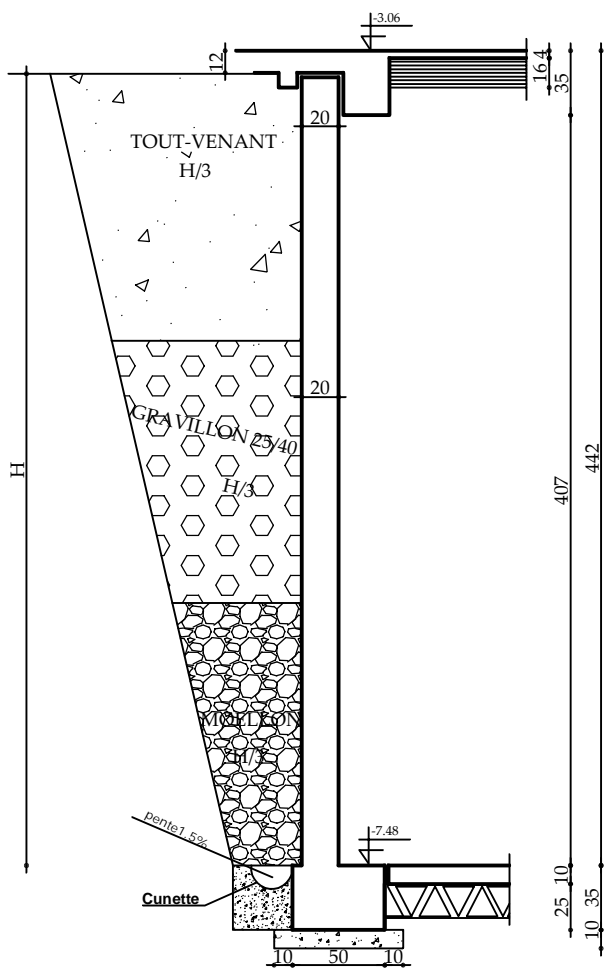
**VOILE V1& V'1**



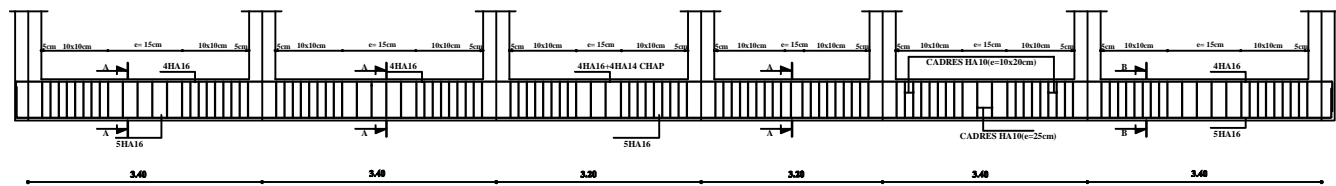
Ferr.Voile plaque  
Coupe 8'-8'



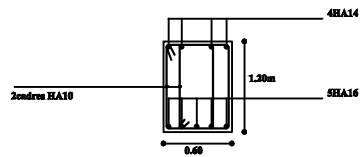
Coff. Drainage .Voile plaque



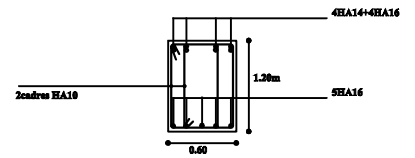
## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE LONGITUDINALE



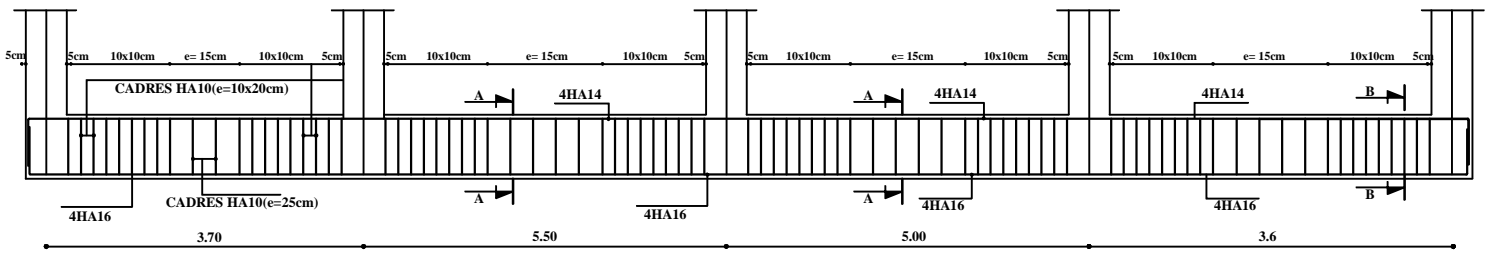
**COUPE A-A**



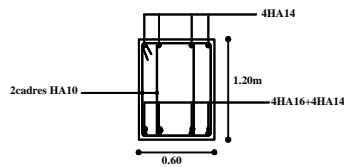
**COUPE B-B**



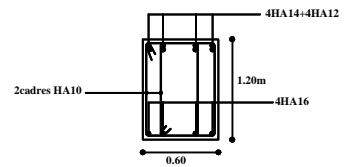
# PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE TRANSVERSALE



COUPE A-A



COUPE B-B



# Conclusion générale

La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre cursus en génie civil.

Ce projet est une expérience très enrichissante. Il nous a permis de synthétiser les différents règlements en vigueur, et de réaliser leurs application dans la pratique.

Tout ça nous a incités à se documenter d'avantage pour palier à toutes difficultés rencontrées au cours de cette étude et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général.

A la lumière de ces résultats, on peut affirmer que l'utilisation de L' ETABS est plus que recommandée pour le calcul des structures, il offre un gain important en temps et surtout une précision dans les résultats plus qu'appréciable.

Enfin nous espérons que notre travail sera utile, pour les promotions à venir.