

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études

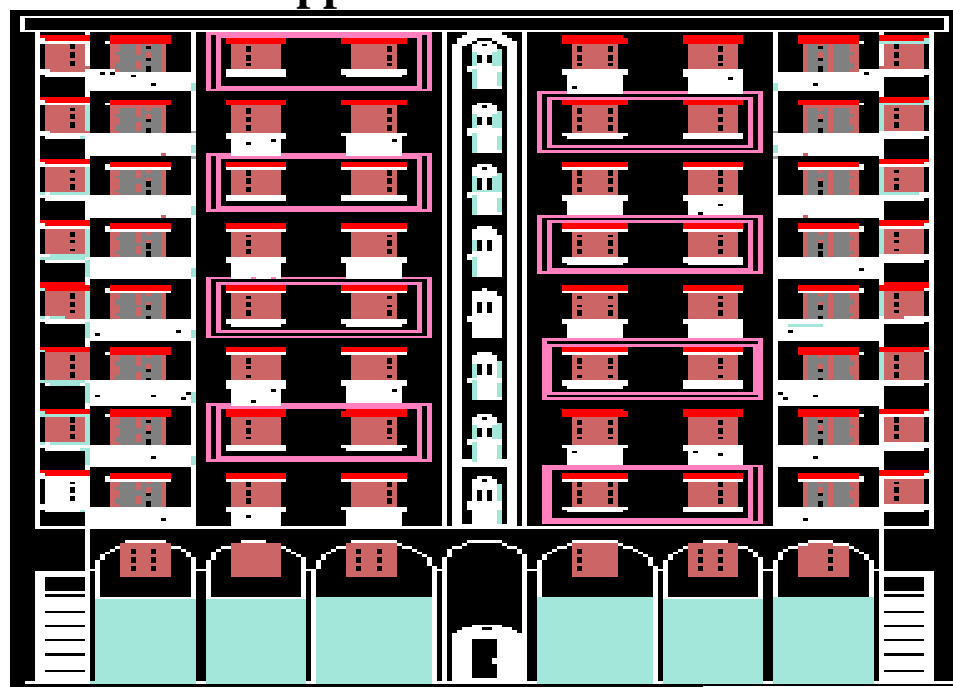


EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES ET  
INDUSTRIELLES.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par portiques et voiles.

Application ETABS



Etudié par :

M<sup>r</sup> AGGOUN

M<sup>r</sup> OUGOUADFEL

M<sup>r</sup> SADCHAOUACHE

SAID

SOFIANE

SAMIR

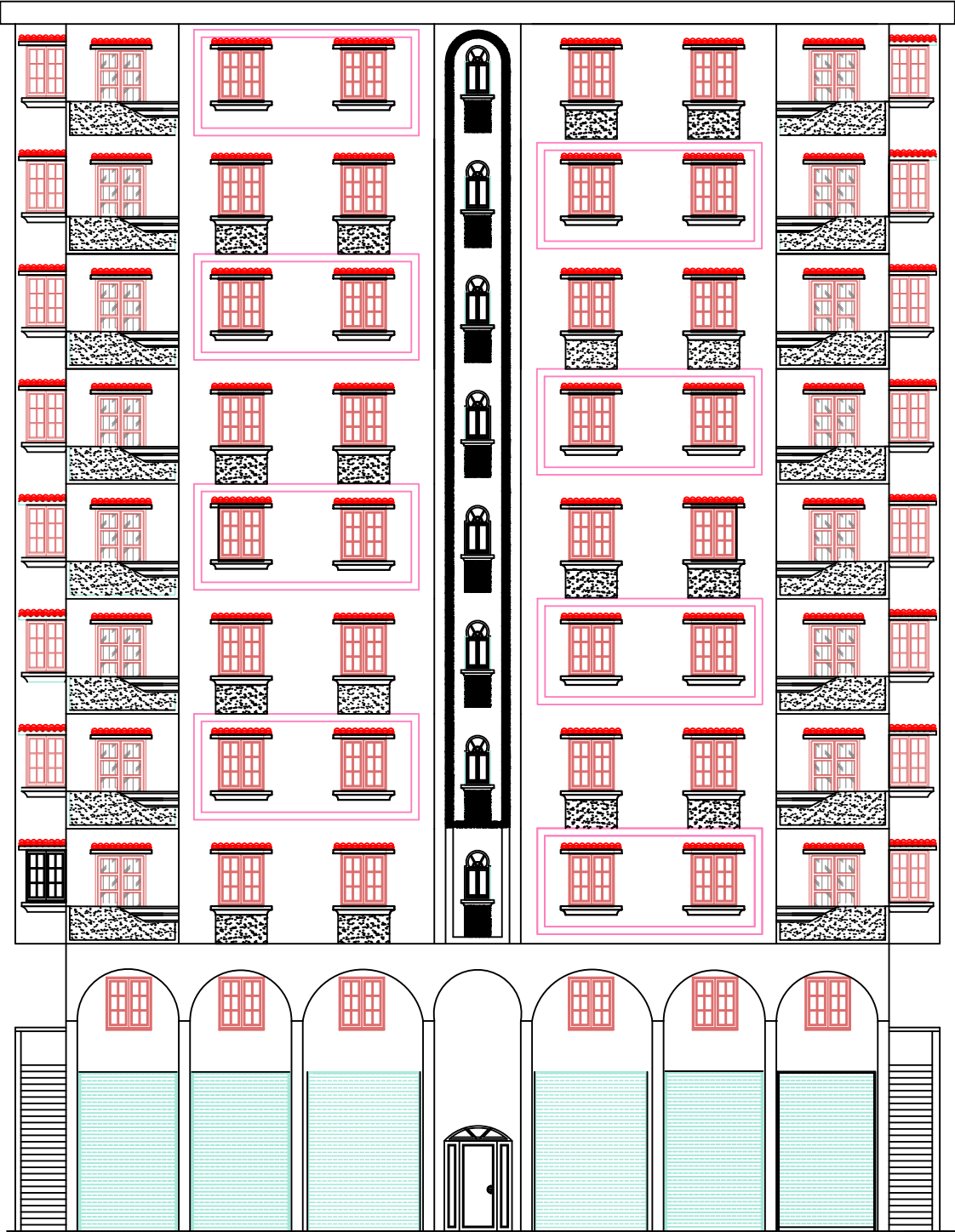
Dirigé par:

M<sup>r</sup>. MECHICHE

Promotion:2013/2014

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

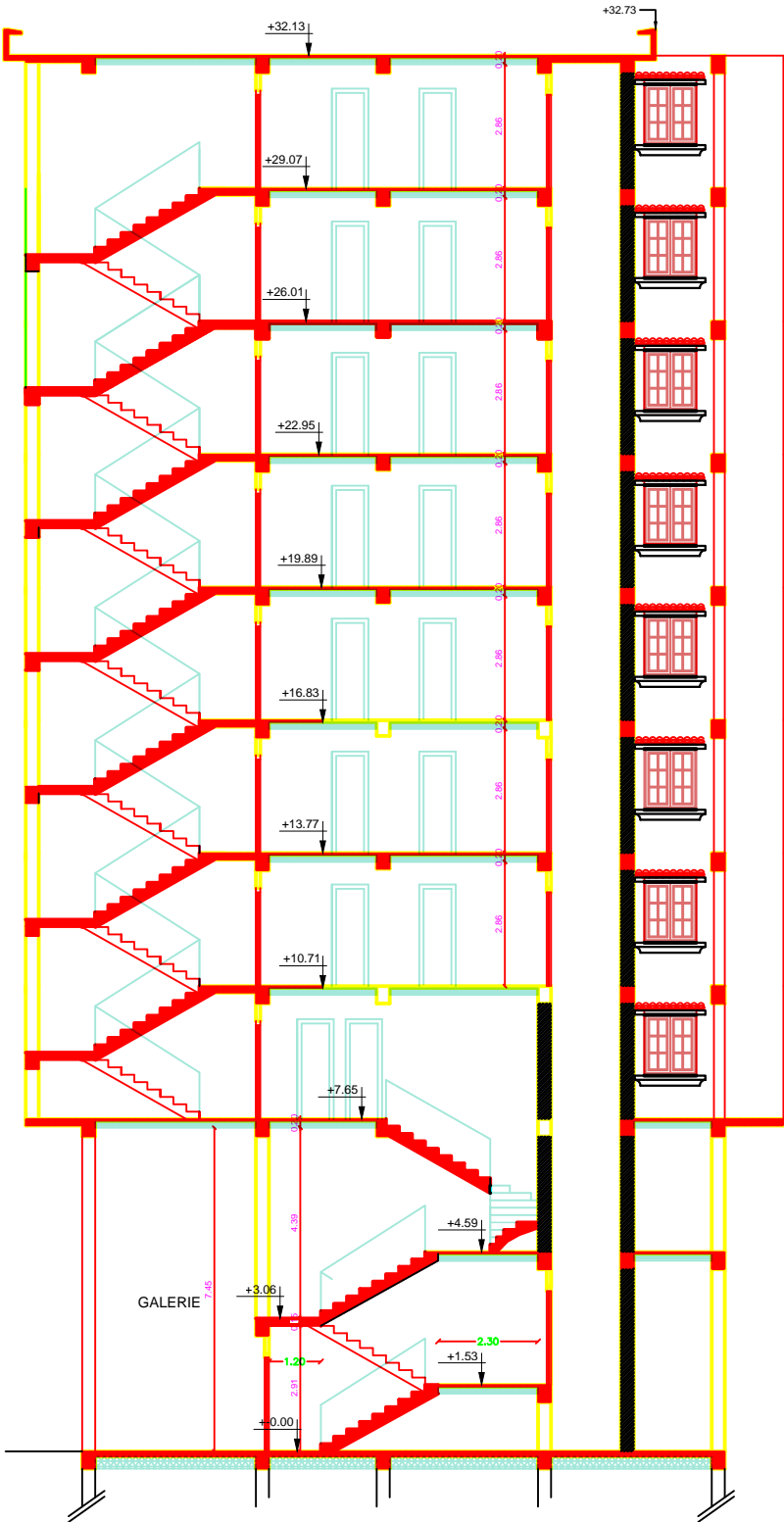
ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

DIRIGE PAR :  
Mr. SAID

TITRE:  
plan facade principale

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



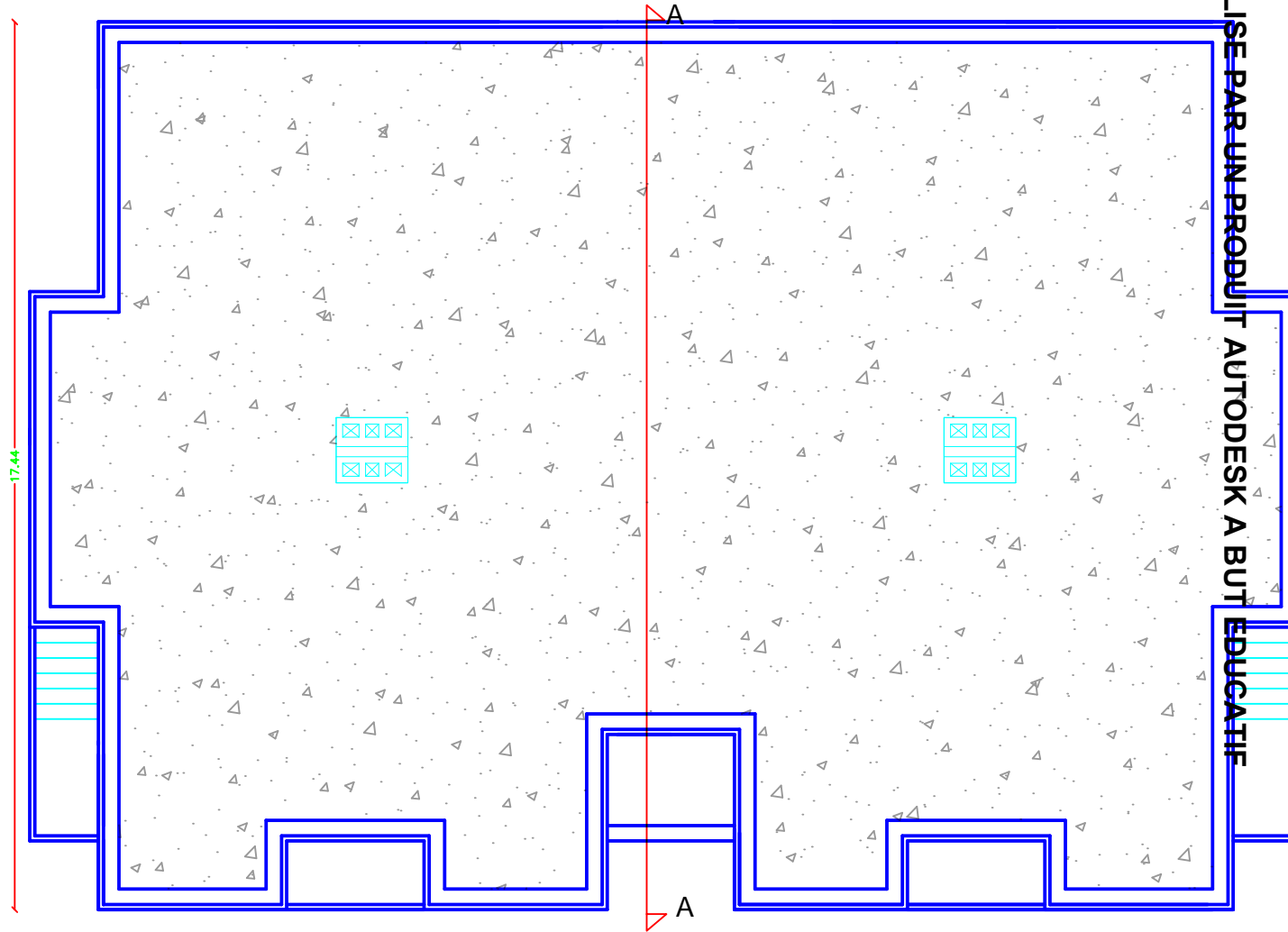
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SAHRAOUI SAMIR

TITRE:

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



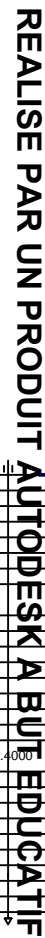
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

TITRE:  
plan de crotere



**REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

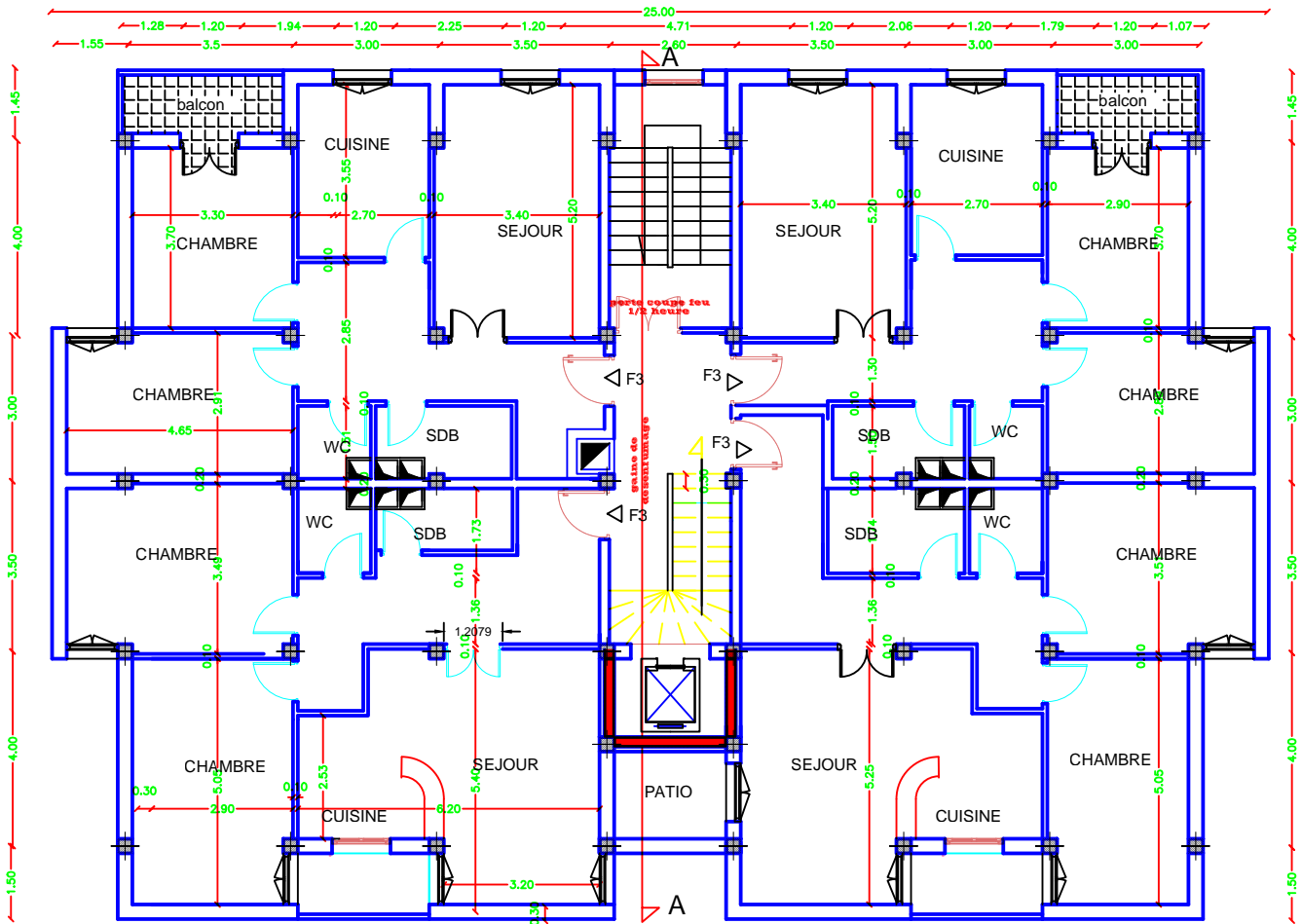
TITRE:

Ú|æ Á.cæ\* ^Á^Á^!çæ^

DIRIGE PAR :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUICHE SAMIR

TITRE:  
Ujaj AFAVA.A.æ

DIREGE PAR :  
Mr MECHICHE

# Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M<sup>r</sup> MECHICHE MOHAND pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères, adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions les membres de nos familles et tous les amis (es)

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

**Merci à tous**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci à  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères.*
- ❖ *A mes chères sœurs.*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- ❖ *A mes amis (es).*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles.*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014.**

**OUGOUADFEL SOFIANE**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci à  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères.*
- ❖ *A mes chères sœurs.*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- ❖ *A mes amis (es).*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles.*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014.**

**SADCHAUCHE SAMIR**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci à  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères.*
- ❖ *A mes chères sœurs.*
- ❖ *A ma fiancée et sa famille.*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- ❖ *A mes amis (es).*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles.*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014.**

**AGGOUN SAID**

# Sommaire

## Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ..... 10

## Chapitre III : Calcul des éléments :

♦ Escalier d'étage courant ..... 24

♦ Escalier de RDC .....53

♦ Consoles ..... 67

♦ Planchers .....70

♦ Poutres palières ..... 84

♦ Salle machine ..... 91

Chapitre IV : Etude de contreventement..... 99

Chapitre V : Présentation de l'ETABS..... 109

## Chapitre VI : Vérification des résultats :

♦ Vérification de résultats ..... 129

♦ Vérification de RPA ..... 141

Chapitre VII : ferrailage des poutres..... 147

Chapitre VIII : ferrailage des poteaux..... 163

Chapitre IX : Ferrailage des voiles..... 176

Chapitre X : Etude de l'infrastructure..... 192

## Conclusion

## Bibliographie

# Introduction

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. 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'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+2 s-sols à ossature mixte contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, 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.



## I-I)-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial implanté à TIZI OUZOU. Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Située dans la wilaya de Tizi-Ouzou,

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**)
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**)

La structure est composée :

- D'un RDC destiné au stockage.
- D'un étage à usage multiple (bureaux, salle de conférence...etc.)
- Sept étages à usage d'habitation.

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

## I-II)- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

♦ Hauteur totale (y compris acrotère) .....	32.73 m
<b><u>RDC :</u></b>	
♦ Longueur .....	22.30 m
♦ Largeur .....	14.79 m
♦ Hauteur .....	4.59 m
<b><u>Etage service:</u></b>	
♦ Longueur .....	22.30 m
♦ Largeur .....	14.79 m
♦ Hauteur .....	3.06 m
<b><u>Etages courants :</u></b>	
♦ Longueur .....	25.00 m
♦ Largeur .....	17.44 m
♦ Hauteur .....	3.06 m

## I-III)-Eléments de la structure :

### 1-Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

## **2-Planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies et les salles machines.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches avec forme de pente.

## **3- Escaliers :**

Le bâtiment sera muni de deux cages d'escaliers disposés symétriquement. Les escaliers seront du type droit, à deux volets pour le premier étage et à trois volets pour le RDC et les étages courants. Ils seront en béton armé coulé sur place.

## **4-Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 80 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

## **5-Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs en béton armé coulé sur place.

## **6-Maçonnerie :**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

♦ **Murs extérieurs** constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (15+5+10).

♦ **Murs intérieurs** en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

## **7-Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- ♦ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ♦ enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- ♦ Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- ♦ Faïence pour les murs des salles d'eau.
- ♦ Marbre pour les escaliers.

**8-Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

**I-IV)-Caractéristiques mécaniques de matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) modifié en 2003.

**I-IV-1)- Le Béton :**

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à  $350 \text{ Kg/M}^3$  de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

**1-Résistance caractéristique à la compression  $f_{ci}$  :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée  $f_{c28}$ , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :  
La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$
$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$
$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦  $k$  : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64  
**Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .**

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour  $j \leq 28$  jours, elle est déterminée et calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa}. \end{array} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,11)}.$$

## **2-Résistance caractéristique à la traction $f_{tj}$ :**

La résistance caractéristique à la traction, notée  $f_{tj}$ , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,12)}.$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

## **3- Contraintes limites du béton:**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

### **a) Contrainte de compression :**

#### **❖ A l'Etat limite ultime [ELU] :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous **(BAEL91/A4.3, 41) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante}, \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle}. \end{array} \right.$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

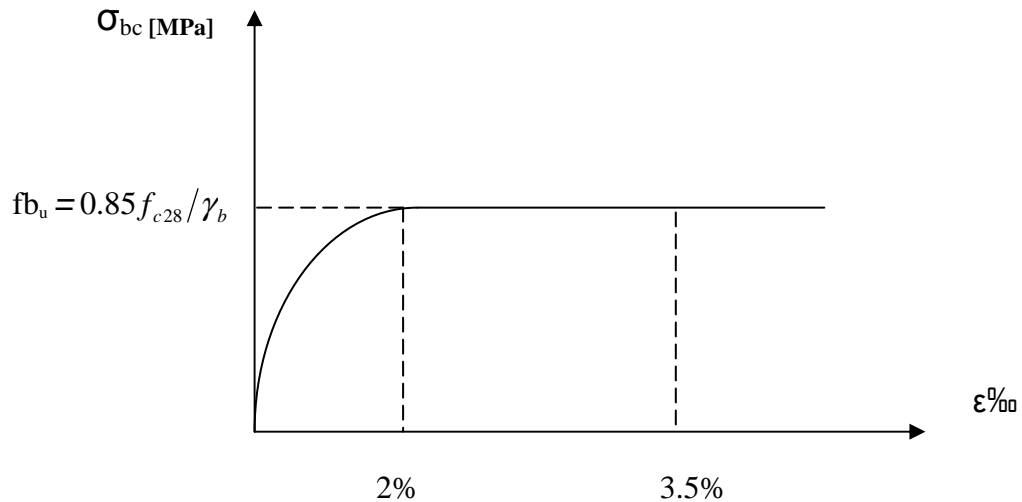
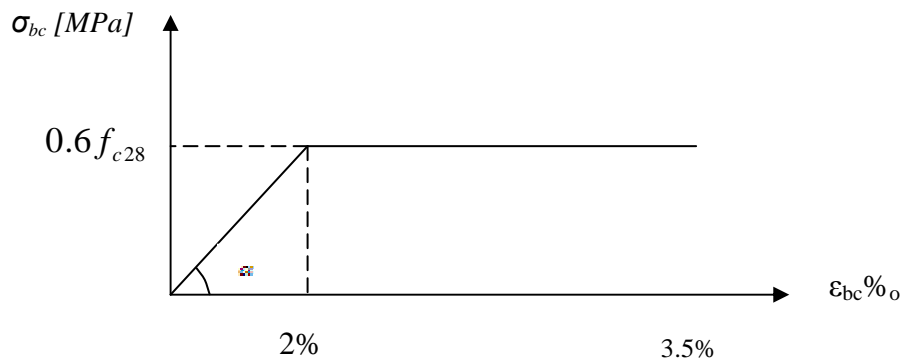
$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24\text{h}$ ,

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

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $< 1\text{h}$ ,

▪ Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2 [\text{MPa}]$

▪ Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 18.48 [\text{MPa}]$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :

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

$\text{tg} \alpha = E_b$  = module d'élasticité

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b) **Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21] :**

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

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

**4-Module d'élasticité longitudinal :**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour  $f_{c28} = 25 [MPa]$   $\longrightarrow E_{i28} = 32164.20 [MPa]$ .

▪ **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour  $f_{c28} = 25 [MPa]$   $\longrightarrow E_{v28} = 10819 [MPa]$ .

**5-Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

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

- $\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu=0.2 \longrightarrow \text{A l'ELU,} \\ \nu=0 \longrightarrow \text{A l'ELS.} \end{cases}$

**6- Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$  à l'état limite de service.
- $\nu = 0$  à l'état limite ultime.

**I-IV-2)- L'acier :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,  
Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 MPa.

- fe : limite d'élasticité de l'acier.

**Remarque :** Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

**1-Module de déformation longitudinal :**

$E_s = 200000 \text{ MPa}$  , Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

**2-Contraintes limites :**

❖ **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :**

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

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- $f_e$  : Limite d'élasticité garantie.

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

**Avec :**

- $\gamma_s=1,15$  situation courante
- $\gamma_s=1,00$  situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

## ❖ A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

### • Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :  
Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

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

### • Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

### • Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

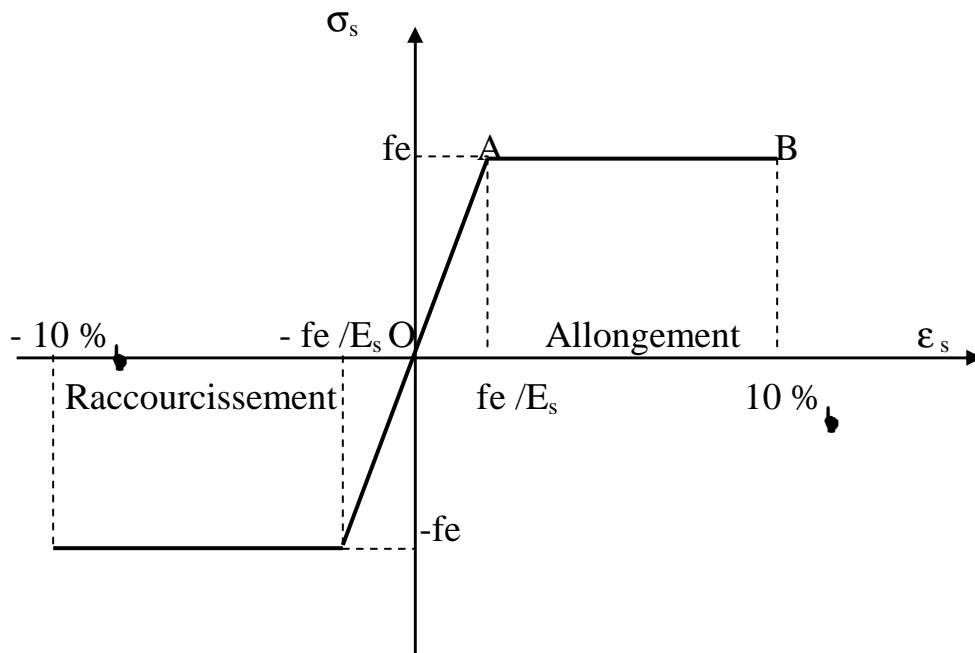
La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :



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

- $\eta$  est le coefficient de fissuration:  $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA ( $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ) et  $\eta = 1.3$  pour les HA ( $\phi < 6 \text{ mm}$ )

### 3-Diagramme de contrainte déformation de l'acier :



### 4-Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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.

**II-I)- Pré dimensionnement des éléments :****II-I-1)-Les planchers :****A) corps creux :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux (voiles, poteaux, poutres).

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression (entre 4cm et 6cm d'épaisseur) ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

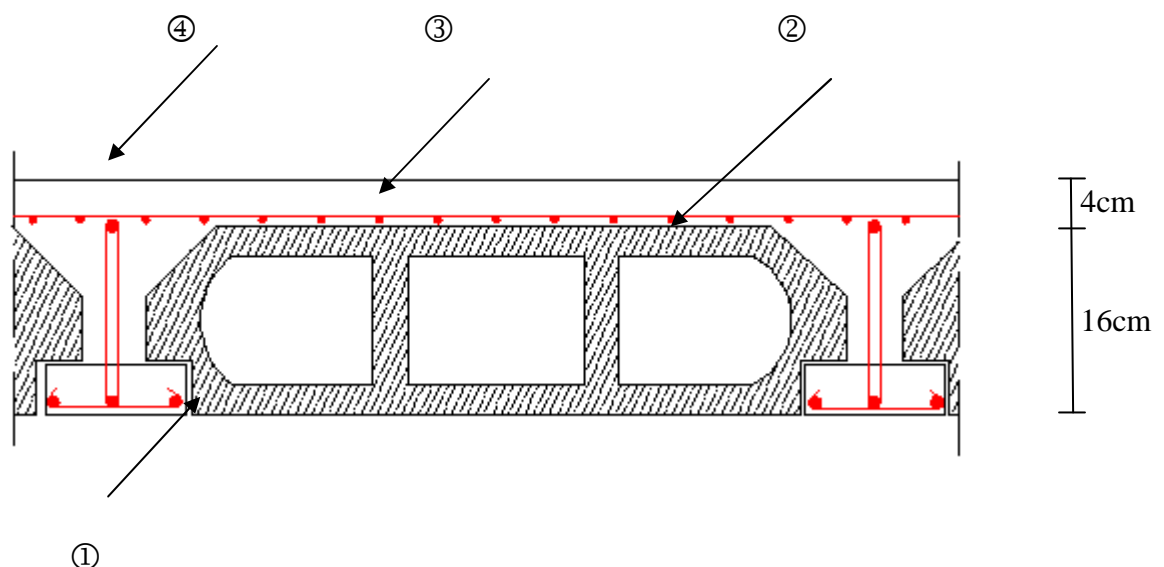
$$h_{tp} \geq L/22,5$$

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

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $L = 3.50 - 0,40 = 3,10\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 310/22,5 = 13.77 \text{ (cm)} \text{ on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$



**Coupe verticale du planche**

① - Poutrelle

③ - Treillis soudé

② - Corps creux

④ - Dalle de compression

**B) Dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

**❖ Résistance à la flexion :**

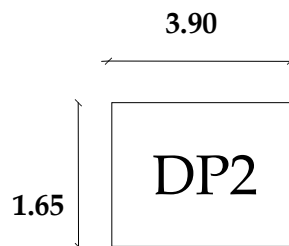
Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines (balcon) reposant sur deux appuis qu'on notera ( $D_{p1}$ )

**L'épaisseur minimale de la dalle pleine des salles machines DP1:**

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 165 \text{ cm}$$

$$L_y = 390 \text{ cm}$$



$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{390} = 0.42 < 1$  **Donc** : le panneau est portant dans les deux sens.

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{165}{30} \implies E_p \geq 5.50 \text{ cm}$$

**❖ Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

### ❖ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{Ep}} \geq 14 \text{ cm}.$$

### ❖ Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**

### II-I-2)-Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $L/15 \leq h_t \leq L/10$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .
- $L_{\text{max}}$  : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### ➤ **Poutres principales :**

Ont pour longueur :  $L_{\text{max}} = 4,00 - 0,40 = 3,60 \text{ m}$

La hauteur de la Poutre est :

$$360/15 \leq h_t \leq 360/10 \quad \Rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,00 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 35 \text{ cm}.$$

La largeur de la Poutre est :

$$0,4 (40) \leq b \leq 0,7 (40) \Rightarrow 16,00 \leq b \leq 28,00 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

#### **Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $25 \geq 20 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$  .....  $35 \geq 30 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $35/25 = 1,4 \leq 4$  condition Vérifiée.

**➤ Poutres secondaires**

La hauteur de la Poutre : on a  $L_{\max} = 3.50 - 0.40 = 3.10 \text{ m}$

$$310/15 \leq h_t \leq 310/10 \Rightarrow 20.66 \leq h_t \leq 31.00 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 30 \text{ cm}$$

La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (30) \leq b \leq 0.7 (30) \Rightarrow 12.00 \leq b \leq 21.00 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 20 \text{ cm}$$

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30 / 20 = 1.5 \leq 4 \quad \text{condition Vérifiée.}$

**II-I-3)- Les poteaux :**

Les poteaux seront prés dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante  $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

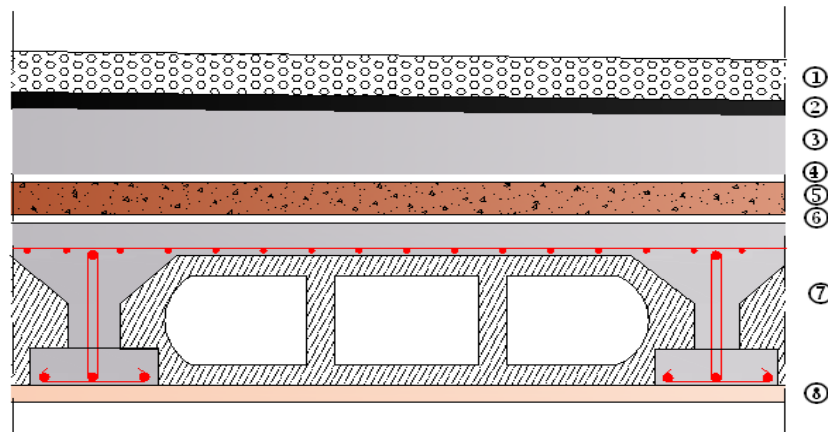
On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

### II-II)-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, idem pour les surcharges d'exploitation.

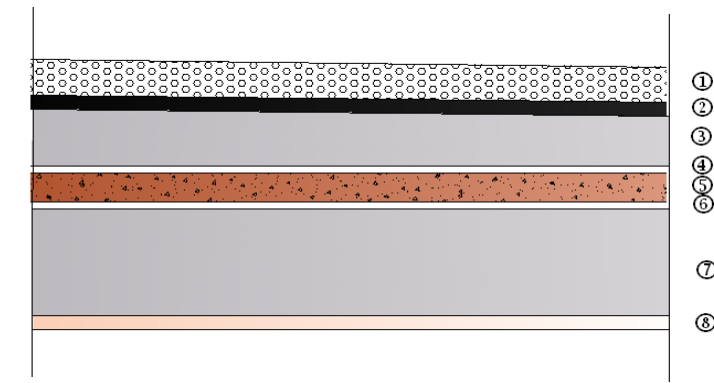
#### ❖ Charges permanentes :

#### Plancher en corps creux de la terrasse :



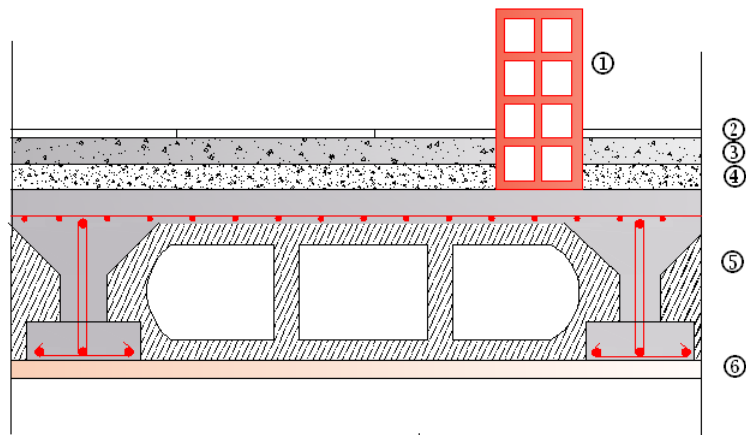
N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyanne	-	-	0,01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyanne	-	-	0,01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
				$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$

Dalle pleine de la terrasse:



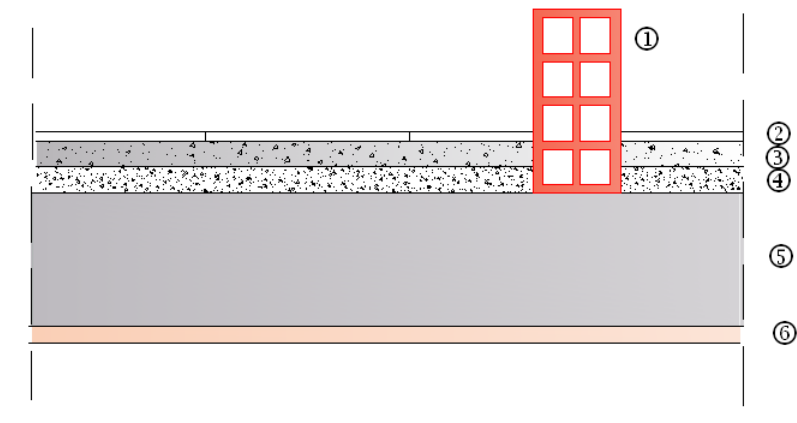
N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouche	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
		$G_{pt 2} = 7,25 (KN / m^2)$		

**Plancher en corps creux étage courant:**



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc1} = 5,45 (KN / m^2)$				



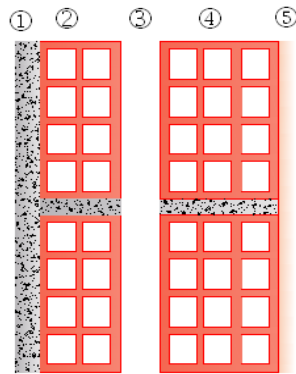
**2-Dalle pleine:**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
③	Mortier de pose	3	22	0,66
④	Couche de sable	3	18	0,54
⑤	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
⑥	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc\ 2} = 6,35 (KN / m^2)$				

**Remarque :**

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de **surface horizontale**.

### ▪ Mur extérieur :



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1,30
④	Lame d'air	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
		$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$		

### Remarque :

La charge du mur extérieur ( $G_{me}$ ) est par mètre carré de surface verticale.

## ▪ L'acrotère :

On a  $h_t = 60$  cm

Charge permanente G

$$G = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

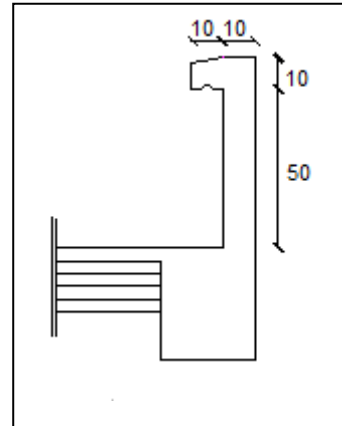


Figure II-7 Coupe transversale de l'acrotère

## ❖ Surcharges d'exploitation :

RDC : (zone de dépôts)  $Q_{pc1} = 3.50 \text{ KN/m}^2$ .

Etage de service : (bureaux...etc)  $Q_{pc2} = 4,00 \text{ KN/m}^2$ .

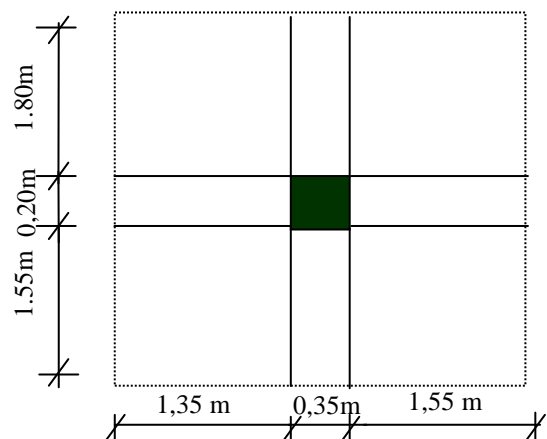
Etages courants :  $Q_{pc2} = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Terrasse :  $Q_{ter} = 1,00 \text{ KN/M}^2$

Escaliers :  $Q_{esc} = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .

## A) Charges et surcharges revenant au poteau :

### 1-Surface d'influence :



$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = (1.55 \times 1.35) + (1.35 \times 1.80) + (1.55 \times 1.55) + (1.55 \times 1.80) = 10.41 \text{ cm}^2.$$

**2-Poids propre des éléments (G) :**

Plancher :  $G_{pc} \times S = 5.45 \times 10.41 = 56.73 \text{ KN}$

Plancher terrasse :  $G_{pt} \times S = 6.35 \times 10.41 = 66.10 \text{ KN}$

**▪ Poutres :**

Poutres principales :  $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1.55+1.80) = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 3.35 = 7.32 \text{ KN}$

Poutres secondaires :  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.55 + 1.35) = 25 \times 0.2 \times 0.3 \times 2.9 = 4.35 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires =  $7.32 + 4.35 = 11.67 \text{ KN}$

**▪ Poteaux :**

Poids du poteau de R.D.C (0,25x0,25) x 25 x 4.59 = 7.17 KN.

Poids du poteau d'étage de service : (0,25x0,25) x 25 x 3.06 = 4.78 KN.

Poids du poteau d'étage courant (0,25x0,25) x 25 x 3.06 = 4.78 KN

**Remarque :****Les efforts revenant au poteau le plus sollicité :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps aux plans d'architecture et aux limites imposées par le **R.P.A99** révisé en 2003 (25\*25) cm<sup>2</sup>. (Zone IIa).

**3- Surcharge d'exploitation :**

RDC :  $Q \times S = 3.5 \times 10.41 = 36.43 \text{ KN}$

Etage de service :  $Q \times S = 4.00 \times 10.41 = 41.64 \text{ KN}$

Etages courants :  $Q \times S = 2.50 \times 10.41 = 26.02 \text{ KN}$

Terrasse :  $Q_{ter} \times S = 1.00 \times 10.41 = 10.41 \text{ KN}$

## Descente de charge :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal N=G+Q [KN]</u>	<u>Section du poteau [cm<sup>2</sup>]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cumulée</sub>		Section trouvée	Section adoptée
<b>8</b>	66.10	11.67	0	77.77	77.77	10.41	10.41	88.18	58.78	<b><u>35X35</u></b>
<b>7</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	150.95	26.02	36.43	187.38	124.92	<b><u>35X35</u></b>
<b>6</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	224.13	26.02	62.45	286.58	191.05	<b><u>35X35</u></b>
<b>5</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	297.31	26.02	88.47	385.78	257.18	<b><u>40X40</u></b>
<b>4</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	370.49	26.02	114.49	484.98	323.32	<b><u>40X40</u></b>
<b>3</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	443.67	26.02	140.51	584.18	389.45	<b><u>40X40</u></b>
<b>2</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	516.85	26.02	166.53	683.38	455.58	<b><u>45X45</u></b>
<b>1</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	590.03	26.02	192.55	782.58	521.72	<b><u>45X45</u></b>
<b>Service</b>	56.73	11.67	4.78	73.18	663.21	41.64	234.19	897.40	598.26	<b><u>45X45</u></b>
<b>RDC</b>	56.73	11.67	7.17	76.11	739.32	36.43	270.62	1009.94	673.29	<b><u>45X45</u></b>

## Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**RPA/A.7.4.1**)

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

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

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

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

➤ RDC et Service 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (45\text{cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 459/20 = 22.95 \quad \dots\dots\dots \checkmark \text{RDC}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \quad \dots\dots\dots \checkmark \text{ étage de service}$
- $0.25 < b_1/h_1 = 45/40 = 1.125 < 4 \quad \dots\dots\dots \checkmark$

➤ Etage, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> :

➤

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \quad \dots\dots\dots \checkmark$
- $1/4 = 0.25 < b_1/h_1 = 40/40 = 1.00 < 4 \quad \dots\dots\dots \checkmark$

➤ Etage, 6<sup>ème</sup> : 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> :

➤

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (35\text{cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \quad \dots\dots\dots \checkmark$
- $1/4 = 0.25 < b_1/h_1 = 35/40 = 0.875 < 4 \quad \dots\dots\dots \checkmark$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

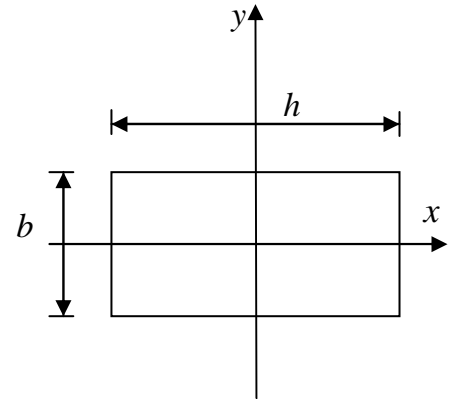
❖ Vérification des poteaux au flambement :

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

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élancement du poteau.
- $l_f$  : Longueur de flambement. (  $l_f = 0.707 l_0$  )
- $l_0$  : Hauteur libre du poteau.
- $i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)
- $S_{\text{pot}}$  : Section du poteau.

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

AN :• RDC

Poteaux (45x45);  $l_0 = 4.79$  ;  $\lambda = 26.67 < 50$

• Service 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> :

Poteaux (45x45);  $l_0 = 3.26$  ;  $\lambda = 17.74 < 50$

• Etage 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> :

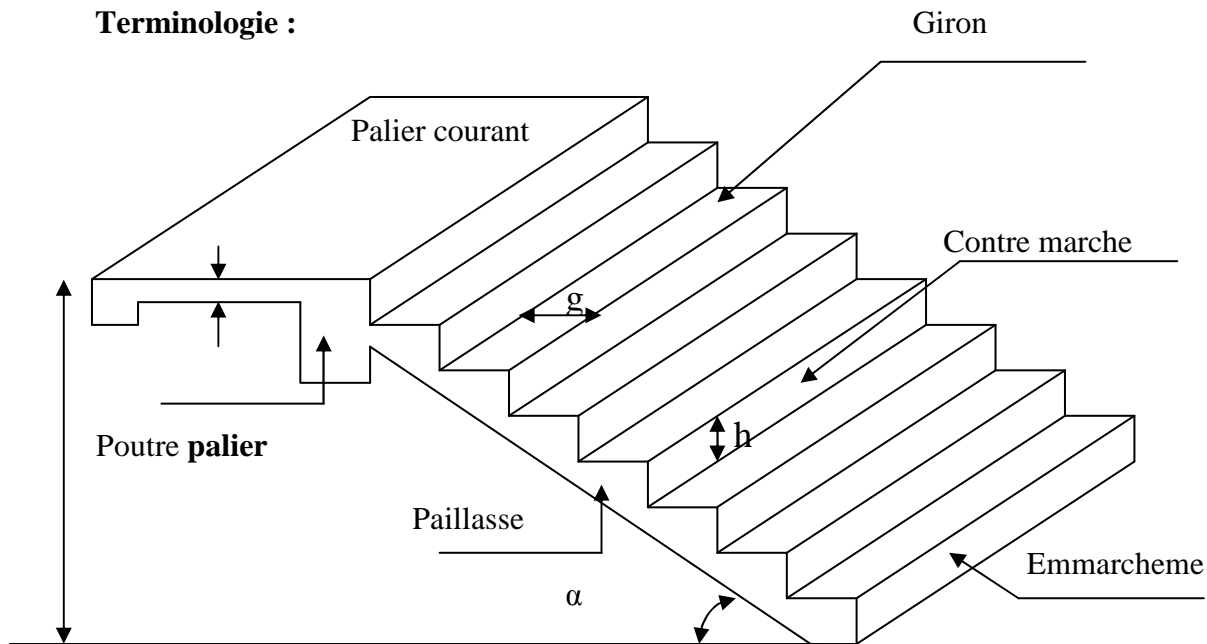
Poteaux (40x40);  $l_0 = 3.26$  ;  $\lambda = 19.96 < 50$

• Etage 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> :

Poteaux (35x35);  $l_0 = 3.26$  ;  $\lambda = 22.82 < 50$

## III-I)-Les Escaliers :

### Terminologie :



### Notions utilisées :

**Fig 1**

$g$  : Largeur du Giron.

$H$  : Hauteur de la volée.

$h$  : Hauteur de la contre marché.

$L$  : La longueur de la volée.

$ep$  : Epaisseur de la paillasse.

Pour que escalier soit confortable il faut que

$$14cm \leq h \leq 18cm$$

**On prend  $h=17cm$**

$h$  : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

$n$  : nombre de contre marche.

$$G = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30cm$$

$G$  : giron.

$L$  : longueur de la paillasse projetée sur le plan horizontal.



- **Vérification de la formule de « BLONDEL » :**

Il faut vérifier que :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

Avec :

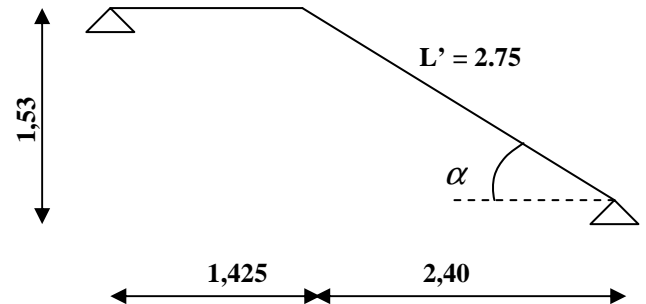
Nombre de contre marche :  $n = 9$

Nombre de marches :  $n - 1 = 9 - 1 = 8$

Avec :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Fig-2-**

Donc on peut calculer l'angle  $\alpha$  :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **L'épaisseur de la pailasse et du palier :**

- **Pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : Portée entre appui de l'escalier ( $L_0 = L' + 1,425$ )

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29,54} = 275,86 \text{ cm}$$

$$L_0 = 275,86 + 142,5 = 418,36 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{418,36}{30} \leq ep \leq \frac{418,36}{20} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq ep \leq 21 \text{ cm}$$

**On prend :  $ep = 18 \text{ cm}$ .**

**III-I-1)-Détermination des charges et surcharges :**

✓ Charges permanentes :

• **Paillasse :**

- poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0,18}{\cos 29,54} \times 1,30 = 6,72 \text{ KN / ml}$
- Poids propre des marches :  $\rho_b \times \frac{h}{2} \times 1,30 = 22 \times \frac{0,18}{2} \times 1,30 = 2,57 \text{ KN / ml}$
- poids propre du carrelage .....  $0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ KN/ml}$
- poids propre du mortier de pose .....  $0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ KN/ml}$
- enduit en mortier .....  $0,36 \times 1,30 = 0,47 \text{ KN/ml}$

---


$$G_{Ps} = 10,80 \text{ KN/m}$$

• **Palier :**

- poids propre du carrelage .....  $0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ KN/ml}$
- poids propre du mortier de pose .....  $0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ KN/ml}$
- enduit en mortier .....  $0,36 \times 1,30 = 0,47 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du palier .....  $25 \times 0,18 \times 1,30 = 5,85 \text{ KN / ml}$

---


$$G_{Pa} = 7,36 \text{ KN/ml}$$

**Charge d'exploitation :**

$$Q_b = 2,50 \times 1,30 = 3,25 \text{ KN/ml}$$

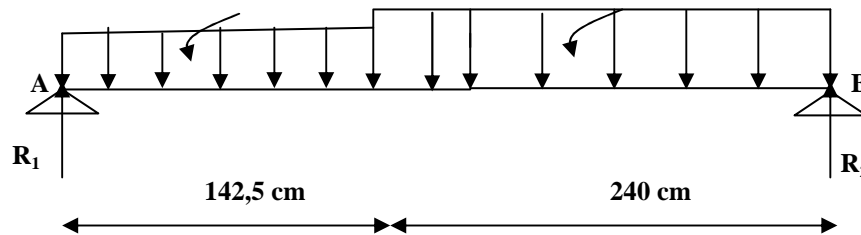
**III-I-2)-Calcul des sollicitations à L'E.L.U :****a) Combinaison des charges :**▪ **- Paillasse :**

$$q_u = 1,53G + 1,5Q = [(1,35 \times 10,80) + (1,5 \times 3,25)] = 19,45 \text{ KN / ml}$$

▪ **-Palier :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 7,36) + (1,5 \times 3,25)] = 14,81 \text{ KN / ml}$ 

$$qu_1 = 14,81 \text{ KN/ml}$$

$$qu_2 = 19,45 \text{ KN/ml}$$

**Fig 3: Schéma statique statique****b). Calcul des efforts internes :**✓ **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = (19,45 \times 2,4) + (14,81 \times 1,425)$$

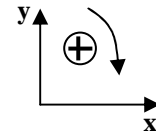
$$\Rightarrow R_1 + R_2 = 67,78 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (19,45 \times 2,4) \times 1,2 + (14,81 \times 1,425) \times 0,7125 - R_2 \times 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 35,96 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = 67,78 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 67,78 - 35,96$$

$$\Rightarrow R_1 = 31,82 \text{ KN}$$

✓ **Moments fléchissant et efforts tranchants :****1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$** 

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow -qu_1 \cdot x - T_y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -19,45x + 35,96$$

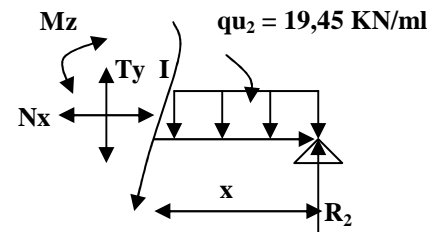
$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y1} = 35,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 2,4 \text{ m} & \Rightarrow T_{y1} = -10,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -19,45 \frac{x^2}{2} + 35,96x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 2,4 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 30,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,425 \text{ m}$

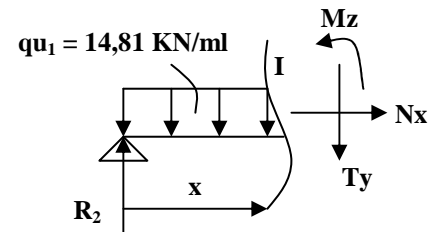
$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -14,81x + 31,82$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y2} = 31,82 \text{ KN} \\ x = 1,425 \text{ m} & \Rightarrow T_{y2} = 10,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -14,81 \frac{x^2}{2} + 31,82x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,425 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 30,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ Calcul de  $M_{\max}$  :

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

$$T = 0 \Rightarrow -19,45x + 35,96 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 1,85 < 2,40 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = M(1,85) = 35,96(1,85) - 19,45 \left( \frac{1,85^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 33,24 \text{ KN.m}$$

On considérant un semi encastrement au niveau des appuis, on prend les moments aux appuis et en travée comme suit :

$$M_a = 0,35M_0 = 0,35M_{\max} \quad \Rightarrow \quad M_a = 0,35(33,24) = 11,63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_t = 0,85M_{\max} \quad \Rightarrow \quad M_t = 0,85(33,24) = 28,25 \text{ KN.m}$$

c) Les diagrammes des efforts internes :

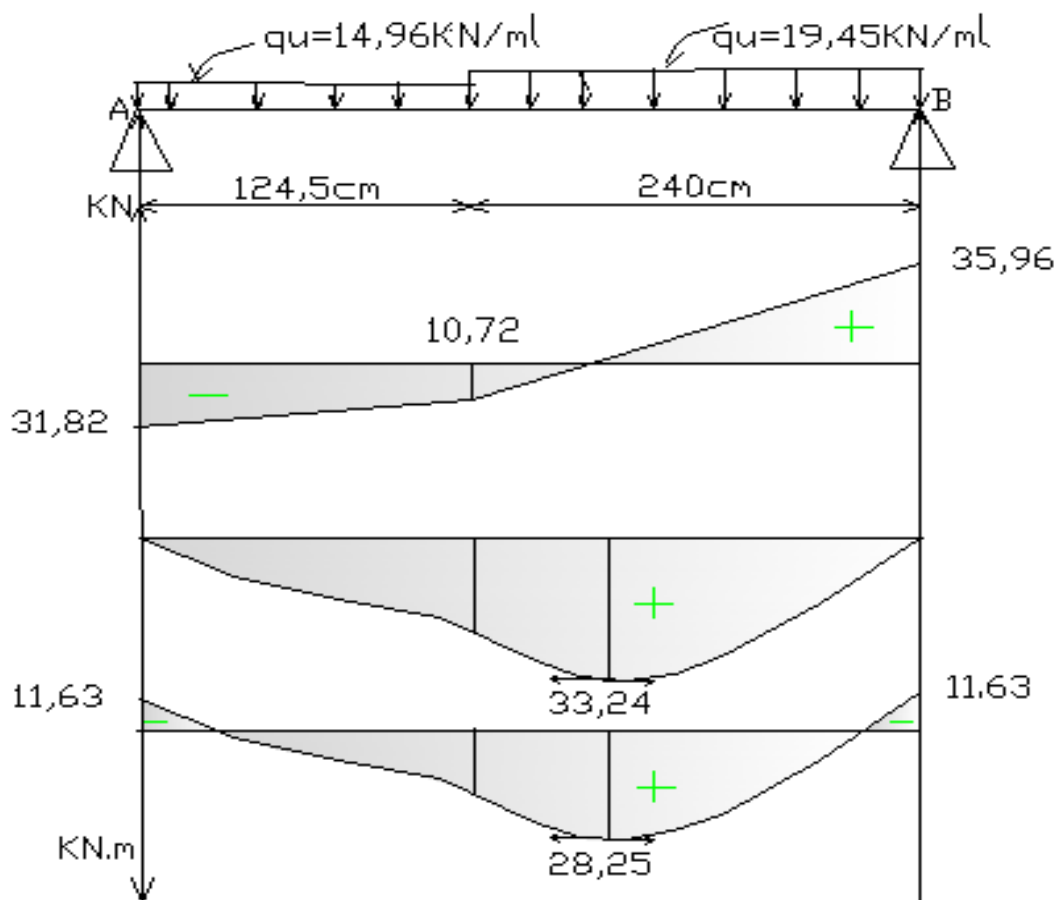


Fig4): Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant.

### III-I-3)-Calcul des armatures à l'ELU :

**a) Armatures principales :**

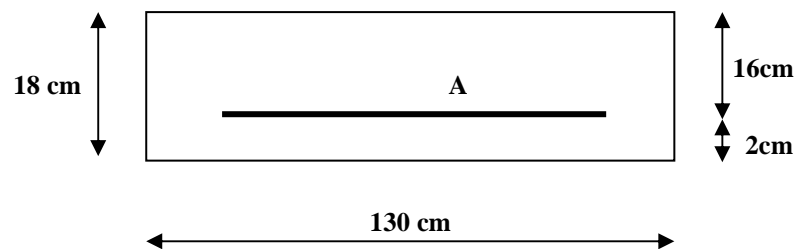
Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts dans le schéma précédent pour une section rectangulaire de dimensions suivantes :

$$b = 130$$

$$c = 2 \text{ cm (L'ancrage).}$$

$$d = h - c = 18 - 2 = 16 \text{ cm (la hauteur utile)}$$

$$h = 18 \text{ cm (l'épaisseur de la paillasse)}$$



- Aux appuis :**

$$M_a = 11,63 \text{ KNm}$$

Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{6c}}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{6c}} = \frac{11,63 \times 10^2}{130 \times 16^2 \times 1,42} = 0,024 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,024 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,988 \text{ (du tableau)}$$

$$A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,63 \times 10^2}{0,988 \times 16 \times 34,8} = 2,12 \text{ cm}^2$$

On adopte 7HA12  $\Rightarrow A_a = 7,92 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $sp = 20 \text{ cm}$

- En travée :**

$$M_{at} = 28,25 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{28,25 \times 10^2}{130 \times 16^2 \times 1,42} = 0,060 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,060 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,969 \text{ (du tableau)}$$

$$A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{28,25 \times 10^2}{0,969 \times 16 \times 34,8} = 5,23 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA12**  $\Rightarrow A_a = 7,92 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement **e = 20cm**

**b) Les armatures de répartition (Transversales) :**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,92}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10**  $\Rightarrow A_r = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement **e = 25cm**

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10**  $\Rightarrow A_r = 4,71 \text{ cm}^2$  avec **e = 25cm**.

#### **III-I-4)-Les vérifications à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 91. Art. A.4.2)**

$$A_{\min} = 0,23bd \quad 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_r = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 7,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2)**

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{3.18 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

- **Sur appui :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min\{4.h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{4.18 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 45\text{cm}$$

- **Sur appui :**  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée .
- **En travée :**  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art. A.5.1,211)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5\text{MPa}\right) \text{ fissuration non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{35,96.10^3}{1300 \times 160} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) L'influence de l'effort tranchant aux appuis :**

✓ **Vérification de la contrainte du béton : (BAEL 91. Art A.5.1, 313)**

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b.d.0,09 = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 16 \times 130 \times 0,09 = 124,8 \text{ KN}$$

$$V_u = 35,96 \text{ KN} < 124,8 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales (BAEL 91 Art A.5.1.321) :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{35,96 - \frac{28,25.10^2}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = -0,460 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7,92 \text{ cm}^2 > 0,460 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**e) Vérification de l'adhérence des armatures tendues (BAEL 91, Art. A.6.1.3) :**

On doit que :  $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$

Avec :

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\tau_{Se}$  : La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\bar{\tau}_{Seu}$  : La contrainte admissible d'adhérence.

$V_u$  : La valeur maximale de l'effort tranchant ( $V_u = 30,64$  KN)

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égal à :

$$\Psi_s = 1 \quad \text{Pour les barres RL}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les barres HA.}$$

$\sum U_i$  : La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,2 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{35,96 \cdot 10^3}{0,9 \times 160 \times 263,80} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{Se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{Se}} \quad \text{Et} \quad \tau_{Se} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{c28}}$$

Avec :

$L_s$  : Longueur de scellement.

$\Phi$  : Diamètre de la barre.

$f_e$  : Limite élastique des aciers.

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égale à :

$$\Psi_s = 1 \quad \text{Pour les barres RL}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les barres HA.}$$

$$L_s = \frac{1,2}{4 \times 0,6 \times 2,1} \cdot \frac{400}{1,5^2} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 45 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

### III-I-5)-Les différents calculs à l'état limite de service (ELS) :

a). Combinaison des charges :  $q_s = G + Q$

La paillasse :  $q_{s1} = 10,80 + 3,25 = 14,02 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_{s2} = 7,36 + 3,25 = 10,61 \text{ KN/ml}$

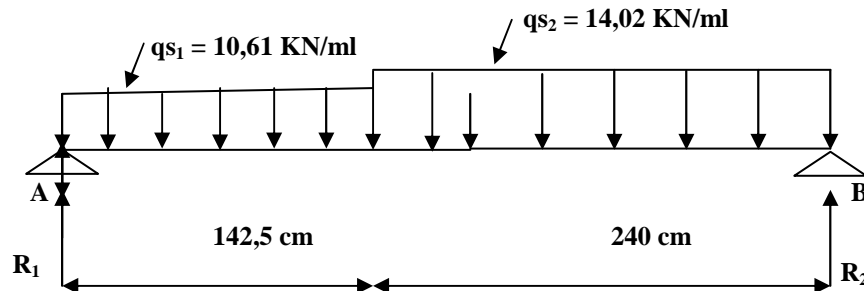


Fig 5 : Schéma statique

b). Calcul des efforts internes :

✓ Les réactions d'appuis :

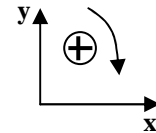
$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = (14,02 \times 2,4) + (10,61 \times 1,425)$$

$$\Rightarrow R_1 + R_2 = 48,77 \text{ KN}$$

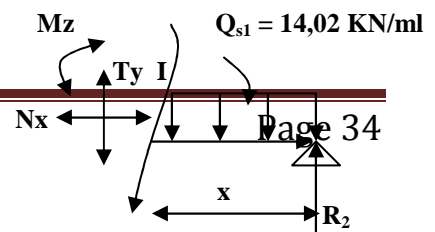
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (14,02 \times 2,4) \times 1,2 + (10,61 \times 1,425) \times 0,7125 - 3,825 R_2 = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 25,92 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = 48,77 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 48,77 - 25,92 \Rightarrow R_1 = 22,85 \text{ KN}$$



✓ Moments fléchissant et efforts tranchants :



**1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$ 

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow -q_{s1} \cdot x - T_y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -14,02x + 25,92$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y1} = 25,92 \text{ KN} \\ x = 2,4 \text{ m} & \Rightarrow T_{y1} = -7,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -14,02 \frac{x^2}{2} + 25,92x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2,4 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 21,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1,425 \text{ m}$ 

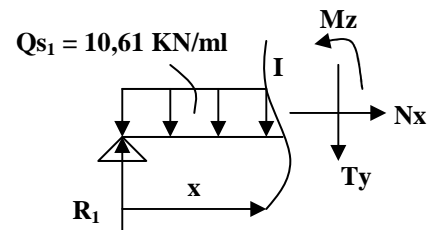
$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -10,61x + 22,85$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_{y2} = 22,85 \text{ KN} \\ x = 1,425 \text{ m} & \Rightarrow T_{y2} = 7,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = -10,61 \frac{x^2}{2} + 22,85x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,425 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 21,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul de  $M_{\max}$  :****1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$ 

$$T = 0 \Rightarrow -14,02x + 25,92 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 1,85 < 2,40 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = M(1,85) = 25,92(1,85) - 14,02 \left( \frac{1,85^2}{2} \right)$$

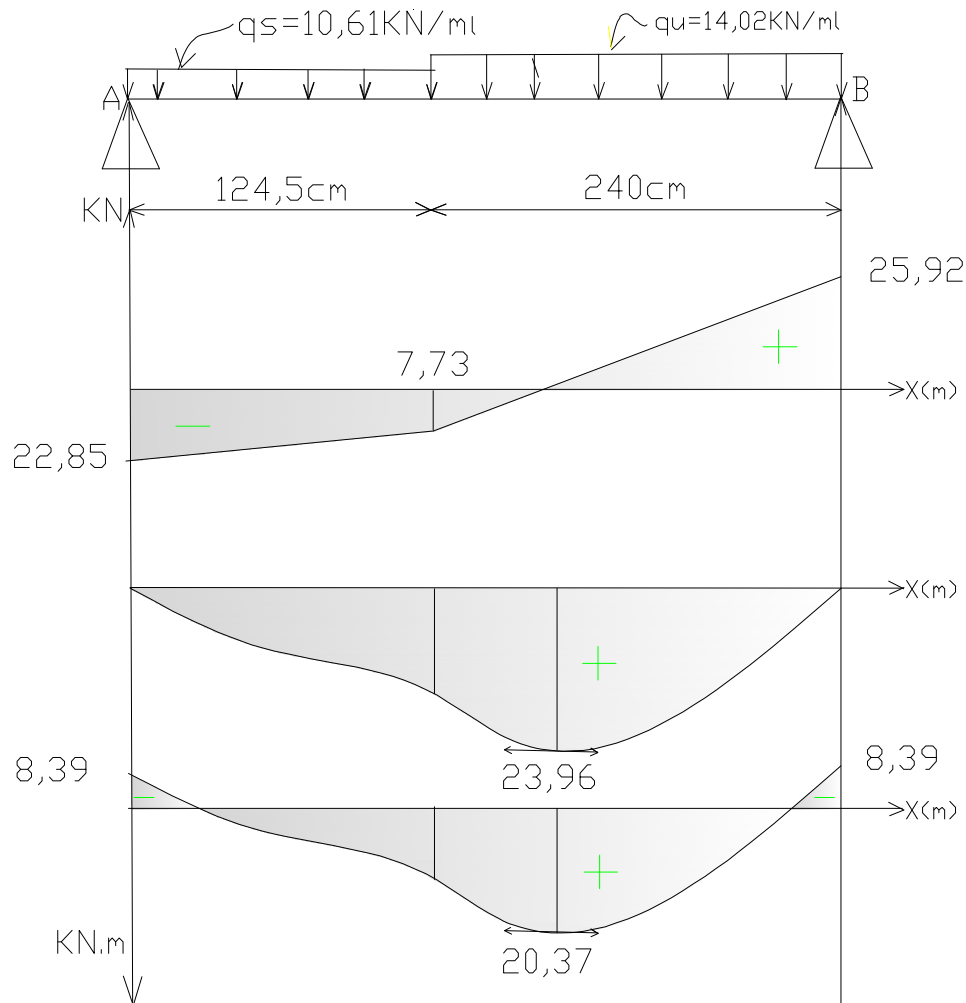
$$\Rightarrow M_{\max} = 23,96 \text{ KN.m}$$

On considérant un semi encastrement au niveau des appuis, on prend les moments aux appuis et en travée comme suit :

$$M_a = 0,35M_0 = 0,35M_{\max} \Rightarrow M_a = 0,35(23,96) = 8,39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_t = 0,85M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85(23,96) = 20,37 \text{ KN.}$$

**c) Les diagrammes des efforts internes :**



**Fig 6: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissa**

**d) Les différentes vérifications à l'état limite de service (ELS) :**

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible la vérification n'est pas nécessaire.

✓ **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art.B.6.6.1) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28}$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible à l'ELS

$\sigma_s$  : Contrainte dans les armatures à l'ELS.

$\rho_1$  : Coefficient

A : Section totale des armatures dans la section du béton.

d : Hauteur utile.

$b_0$  : Largeur de l'âme du béton.

MS : Moment de flexion à l'ELS.

$\beta_1$  ;  $k_1$  : Coefficient en fonction de  $\rho_1$ .

- **Aux appuis :**  $A_a = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,380 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,904 \quad \rightarrow \quad k_1 = 37,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A} = \frac{8,39.10^6}{0,904 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 73,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{73,24}{37,38} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,380 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,904 \quad \rightarrow \quad k_1 = 37,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{20,37.10^6}{0,904 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 177,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{177,82}{37,08} = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :**➤ **Calcul de la flèche :**

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée)

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1 \cdot 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000^3 \sqrt{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

$\sigma_s$  : La contrainte de traction dans les armatures

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction

$I_0$  : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$If_v$  : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 130 \quad ; \quad h = 18\text{cm}; d = 16\text{cm}; c = 2\text{cm}; A = 7,92 \text{ cm}^2$$

➤ **- Aire de la section homogène :**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 130 \times 18 + 15 \times 7,92 = 2458,8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2458,8 \text{ cm}^2$$

➤ **-moment statique de la section homogène par rapport à l'axe ( x, x')**

$$S / xx' = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$S / xx' = \frac{130 \times 18^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 16$$

$$S / xx' = 22960,80 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(Y_1^3 + Y_2^3) + (v_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22960,8}{2458,8} = 9,34 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - V_1 = 18 - 9,34 = 8,66 \text{ cm}$$

$$I_0 = 175267,95 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3)\rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7,92}{130 \times 16} = 0,0038$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,381 \Rightarrow \beta_1 = 0,904$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20,37 \times 10^6}{0,908 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 177,03 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 177,03 + 2,1} = 0,233$$

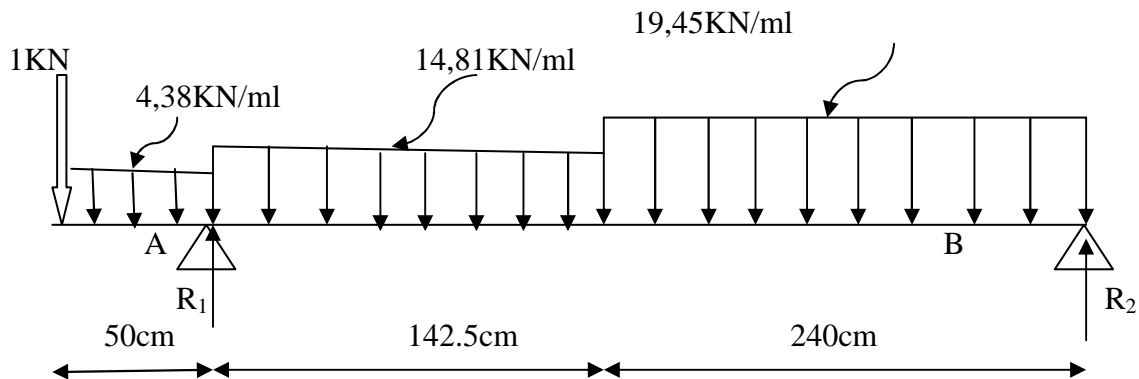
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \cdot 0,0038} = 2,21$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 175267,95}{1 + 0,4 \times 2,21 \times 0,233} = 159866,68 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{20,37 \times 10^6 \times (3825)^2}{10 \times \frac{11000 \sqrt[3]{25}}{3} \times 159866,68 \times 10^4} = 1,73 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3825}{500} = 7,65 \text{ mm}$$

$$f_v = 1,73 \text{ mm} < \bar{f} = 7,65 \text{ mm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III-I-6)-Calcul du l'escalier RDC:****a) Calcul des efforts internes à l'ELU :****- fig 7 : Schéma de chargement à l'E.L.U -****➤ Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0 \text{ et } \sum F_y = 0.$$

$$R_1 + R_2 = 19,45 \times (2,4) + (14,81 \times 1,425) + 4,38 \times 0,5 + 1 \Rightarrow R_1 + R_2 = 70,97 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\text{Ce qui donne } R_2 = 35,72 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 35,25 \text{ KN}$$

**➤ Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :****➤ Pour  $0 \leq x \leq 0,5\text{m}$  :**

$$\sum F /_{yy'} = 0 \Leftrightarrow T(y) = -4,38x - 1.$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = -1 \text{ KN}.$$

$$\text{Pour } x = 0,5\text{m} \Rightarrow T(0,5) = -3,19 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -2,19x^2 - 1x.$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0.$$

$$\text{Pour } x = 0,5\text{m} \Rightarrow M(0,5) = -1,05 \text{ KN.m}.$$

**➤ Pour  $2,4 \leq x \leq 3,825\text{m}$  :**

$$\sum F /_{yy'} = 0 \Leftrightarrow T(y) = 14,81x - 24,58.$$

$$\text{Pour } x = 2,4\text{m} \Rightarrow T(2,4) = 10,96 \text{ KN}.$$

$$\text{Pour } x = 3,825\text{m} \Rightarrow T(3,825) = 32,06 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -7,405x^2 + 24,58x + 13,37.$$

$$\text{Pour } x = 2,4\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 29,71 \text{ KN.m}.$$

$$\text{Pour } x = 3,825\text{m} \Rightarrow M(3,825) = -0,95 \text{ KN.m}.$$



➤ Pour  $0 \leq x \leq 2,4m$  :

$$\sum F /_{YY'} = 0 \Leftrightarrow T(y) = 19,45x - 35,72.$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = -35,72 \text{ KN}.$$

$$\text{Pour } x = 2,4m \Rightarrow T(2,4) = 10,96 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -9,72x^2 + 35,72x.$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0.$$

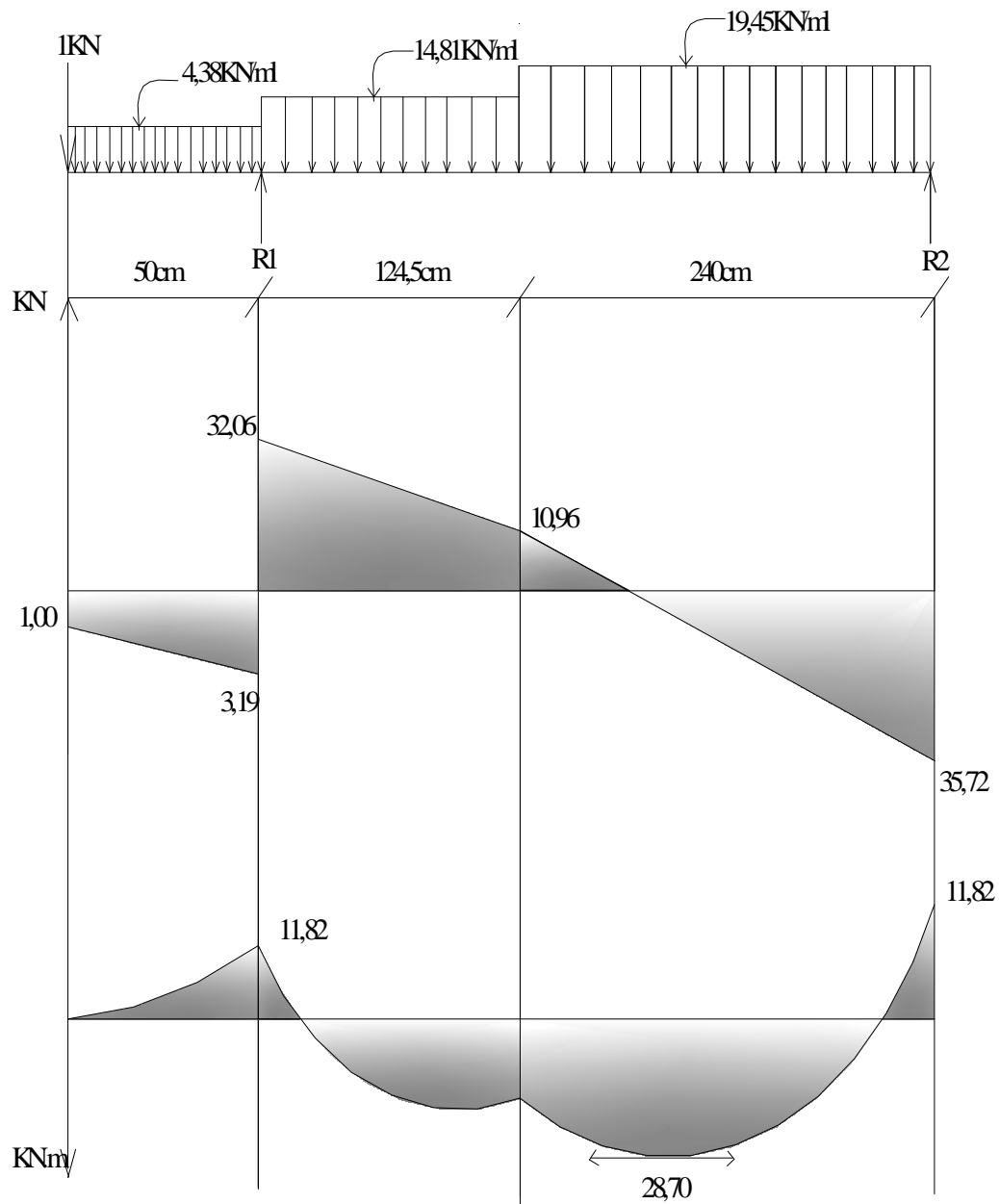
$$\text{Pour } x = 2,4m \Rightarrow M(2,4) = 29,71 \text{ KN.m}.$$

$$\text{Pour } M_x^{Max} \Rightarrow T(y) = 0 \Rightarrow x = 1,83m \Rightarrow M_{3,2}^{Max} = 32,81 \text{ KN.m}.$$

En tenant du semi encastré de la poutre nous obtenons :

$$M_a = 0,35M_0 = 0,35 \times 33,76 = 11,82 \text{ KN.m}.$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 33,76 = 28,70 \text{ KN.m}.$$



- fig 8 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.U -

**III-I-7)-Calcul des armatures à l'ELU :****a) Armatures principales :**

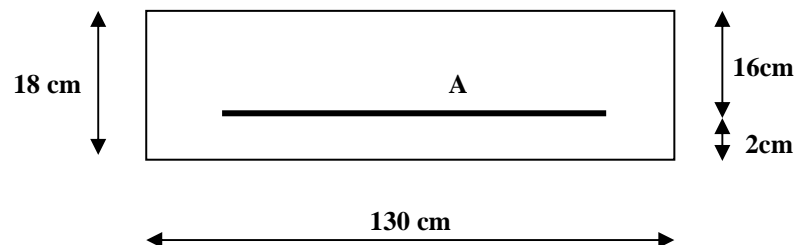
Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts dans le schéma précédent pour une section rectangulaire de dimensions suivantes :

$$b = 130$$

$$c = 2 \text{ cm (L'ancrage).}$$

$$d = h - c = 18 - 2 = 16 \text{ cm (la hauteur utile)}$$

$$h = 18 \text{ cm (l'épaisseur de la paillasse)}$$



- Aux appuis :**

$$M_a = 11,82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{6c}}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{6c}} = \frac{11,82 \times 10^2}{130 \times 16^2 \times 1,42} = 0,026 < \mu_l = 0,392$$

⇒ Section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,026 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,987 \text{ (du tableau)}$$

$$A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,82 \times 10^2}{0,987 \times 16 \times 34,8} = 2,15 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA12** ⇒ **Aa = 7,92 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **sp = 20 cm**

- En travée :**

$$M_{at} = 28,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{28,70 \times 10^2}{130 \times 16^2 \times 1,42} = 0,060 < \mu_l = 0,392$$

⇒ Section simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969 \text{ (du tableau)}$$

$$A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{28,70 \times 10^2}{0,969 \times 16 \times 34,8} = 5,23 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA12** ⇒ **Aa = 7,92 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **e = 20cm**

**b) Les armatures de répartition (Transversales) :**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,92}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10** ⇒ **A<sub>r</sub> = 4,71 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 25cm**

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10** ⇒ **A<sub>r</sub> = 4,71 cm<sup>2</sup>** avec **e = 25cm**.

### **III-I-8)-Les vérifications à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 91. Art. A.4.2)**

$$A_{\min} = 0,23bd \quad 0,23.b.d. \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : **A<sub>r</sub> = 7,92 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,93 cm<sup>2</sup>** ⇒ Condition vérifiée.

En travée : **A<sub>t</sub> = 7,72 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,93 cm<sup>2</sup>** ⇒ Condition vérifiée

**b) Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2)**

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{3.18 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

- **Sur appui :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

- En travée :

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min\{4.h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{4.18 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 45\text{cm}$$

- **Sur appui :**  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée.
- **En travée :**  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art. A.5.1,211)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5\text{MPa}\right) \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{35,72 \cdot 10^3}{1300 \times 160} = 0,172 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) L'influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- ✓ **Vérification de la contrainte du béton : (BAEL 91. Art A.5.1, 313)**

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b.d.0,09 = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 16 \times 130 \times 0,09 = 124,8 \text{ KN.}$$

$$V_u = 35,72 \text{ KN} < 124,8 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales (BAEL 91 Art A.5.1.321) :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{35,72 - \frac{11,82 \cdot 10^2}{0,9 \times 16}}{\frac{400}{1,15}} = -0,133 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 7,92 \text{ cm}^2 > 0,133 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de l'adhérence des armatures tendues (BAEL 91, Art. A.6.1.3) :**

On doit que :  $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$

Avec :

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum Ui}$$

$$\bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\tau_{Se}$  : La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\bar{\tau}_{Seu}$  : La contrainte admissible d'adhérence.

$V_u$  : La valeur maximale de l'effort tranchant ( $V_u = 35,72$  KN)

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égal à :

$\Psi_s = 1$  Pour les barres RL

$\Psi_s = 1,5$  Pour les barres HA.

$\sum Ui$  : La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$\sum Ui = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3, 14 \times 1, 2 = 26,38$  cm.

$$\tau_{Se} = \frac{35,72 \cdot 10^3}{0,9 \times 160 \times 263,80} = 0,94 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_{Se} = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{Se}} \quad \text{Et} \quad \tau_{Se} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{c28}}$$

Avec :

$L_s$  : Longueur de scellement.

$\Phi$  : Diamètre de la barre.

$f_e$  : Limite élastique des aciers.

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égale à :

$$\Psi_s = 1 \quad \text{Pour les barres RL}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les barres HA.}$$

$$L_s = \frac{1,2}{4 \times 0,6 \times 2,1} \cdot \frac{400}{1,5^2} = 42,32 \text{ cm}$$

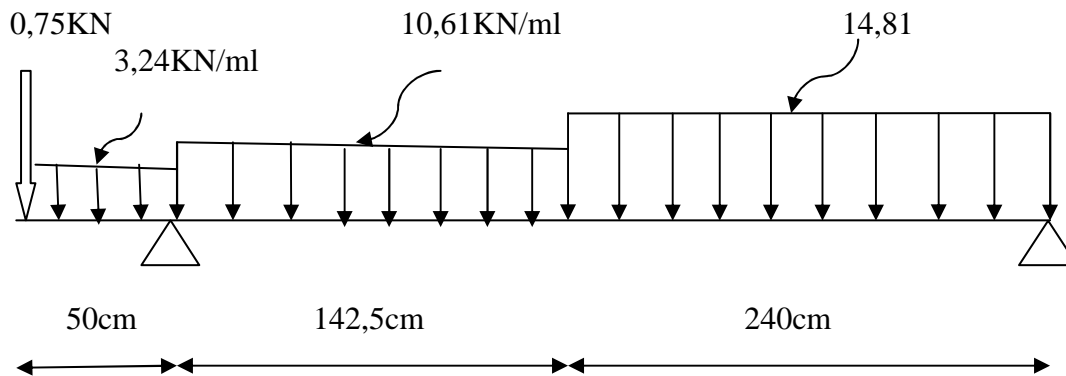
On prend  $l_s = 45 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

### III-I-9)-Les différents calculs à l'état limite de service (ELS) :

a) **Calcul des efforts internes a l'ELS :**



**Fig 9 : Schéma de chargement à l'E.L.S –**

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0 \text{ et } \sum F_y = 0.$$

$$R_1 + R_2 = 51,13 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_2 = 25,70 \text{ kN.}$$

Ce qui donne  $R_1 = 25,43 \text{ kN.}$

➤ **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

➤ **Pour  $0 \leq x \leq 0,5 \text{ m}$  :**

$$\sum F / y' = 0 \Leftrightarrow T(y) = -3,24x - 0,75.$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow T(0) = -0,75 \text{ KN}$ .

Pour  $x = 0,5 \text{ m} \Rightarrow T(0,5) = -2,37 \text{ KN}$ .

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -1,62x^2 - 0,75x.$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$ .

Pour  $x = 0,5 \text{ m} \Rightarrow M(0,5) = -0,78 \text{ KN.m}$ .

➤ **Pour  $2,4 \leq x \leq 3,825 \text{ m}$  :**

$$\sum F /_{yy'} = 0 \Leftrightarrow T(y) = 10,61x - 17,51.$$

Pour  $x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow T(2,4) = 7,95 \text{ KN}$ .

Pour  $x = 3,825 \text{ m} \Rightarrow T(3,825) = 23,07 \text{ KN}$ .

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -5,30x^2 + 17,51x + 9,81.$$

Pour  $x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M(2,4) = 21,30 \text{ KN.m}$ .

➤ **Pour  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$  :**

$$\sum F /_{yy'} = 0 \Leftrightarrow T(y) = 14,02x - 25,70.$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow T(0) = 25,70 \text{ KN}$ .

Pour  $x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow T(2,4) = 7,95 \text{ KN}$ .

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M(x) = -7,01x^2 + 25,70x.$$

Pour  $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$ .

Pour  $x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M(2,4) = 21,30 \text{ KN.m}$ .

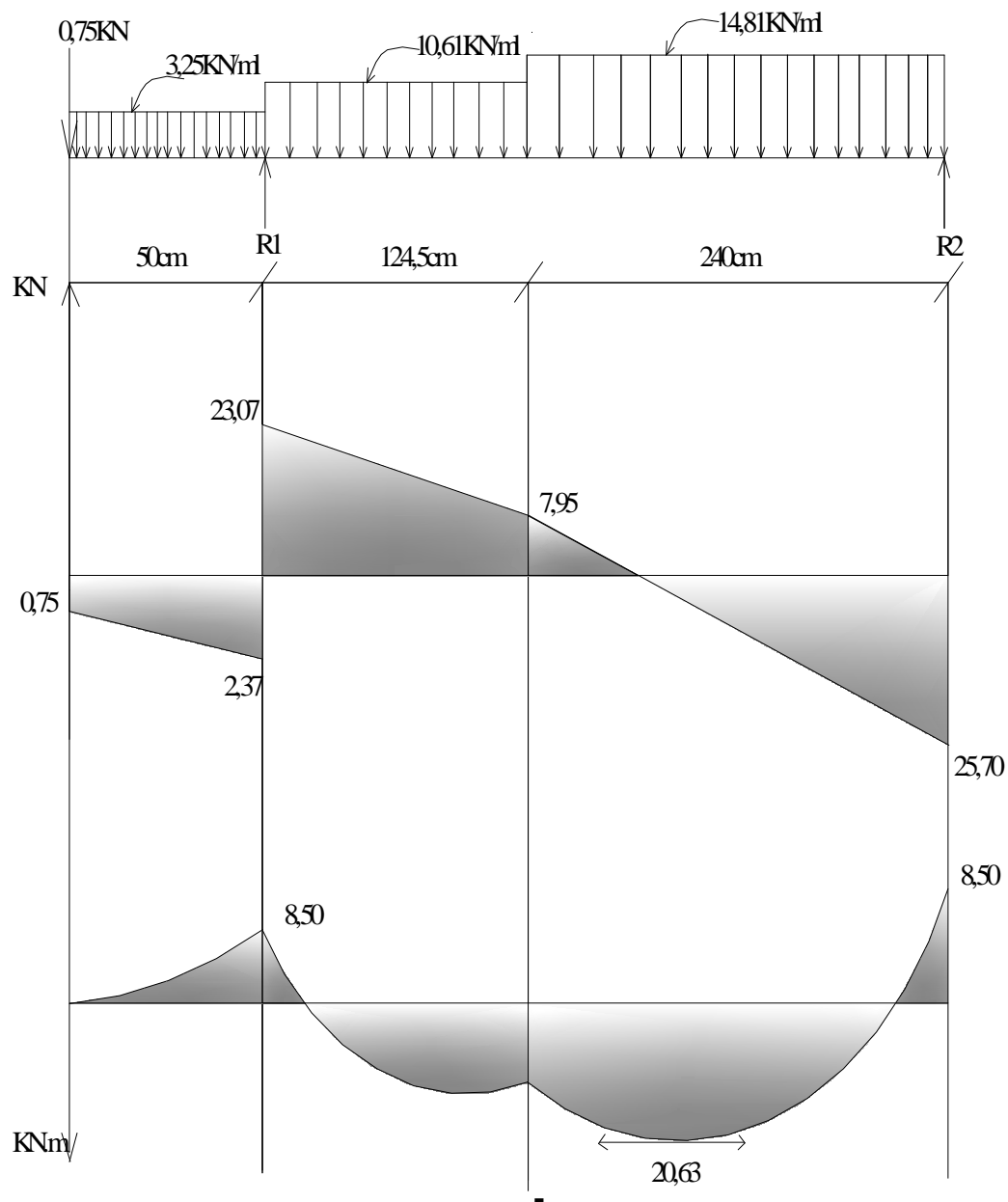
Pour  $M_x^{Max} \Rightarrow T(y) = 0 \Rightarrow x = 1,83 \text{ m} \Rightarrow M_{3,2}^{Max} = 23,55 \text{ KN.m}$ .

En tenant du semi encastré de la poutre nous obtenons :

$$M_a = 0,35M_0 = 0,35 \times 24,27 = 8,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 24,27 = 20,63 \text{ KN.m}$$





**Fig 10 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S -**

**9-1)-Les différentes vérifications à l'état limite de service (ELS) :**✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

✓ **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art.B.6.6.1) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28}$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible à l'ELS

$\sigma_s$  : Contrainte dans les armatures à l'ELS.

$\rho_1$  : Coefficient

A : Section totale des armatures dans la section du béton.

d : Hauteur utile.

$b_0$  : Largeur de l'âme du béton.

MS : Moment de flexion à l'ELS.

$\beta_1$  ;  $k_1$  : Coefficient en fonction de  $\rho_1$ .

- **Aux appuis** :  $A_a = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,380 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,904 \quad \rightarrow \quad k_1 = 37,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A} = \frac{8,50.10^6}{0,904 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 74,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{74,20}{37,38} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée** :  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,380. \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,904. \quad \rightarrow \quad k_1 = 37,08.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{20,63.10^6}{0,904 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 180,08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{180,08}{37,08} = 4,85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

➤ **Calcul de la flèche :**

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante ( pour les flèches dues aux charges de longue durée)

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1 \cdot 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

$\sigma_s$  : La contrainte de traction dans les armatures

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction

$I_0$  : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$If_v$  : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 130 \text{ ; } h = 18\text{cm; } d = 16\text{cm; } c = 2\text{cm; } A = 7,92 \text{ cm}^2$$

➤ **- Aire de la section homogène :**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 130 \times 18 + 15 \times 7,92 = 2458,8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2458,8 \text{ cm}^2$$

➤ **-moment statique de la section homogène par rapport à l'axe ( x, x')**

$$S / xx' = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$S / xx' = \frac{130 \times 18^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 16$$

$$S / xx' = 22960,80 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (v_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22960,8}{2458,8} = 9,34 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - V_1 = 18 - 9,34 = 8,66 \text{ cm}$$

$$I_0 = 175267,95 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3)\rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7,92}{130 \times 16} = 0,0038$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{130 \times 16} = 0,381 \Rightarrow \beta_1 = 0,904$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20,63 \times 10^6}{0,908 \times 160 \times 7,92 \times 10^2} = 179,30 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 179,30 + 2,1} = 0,238$$

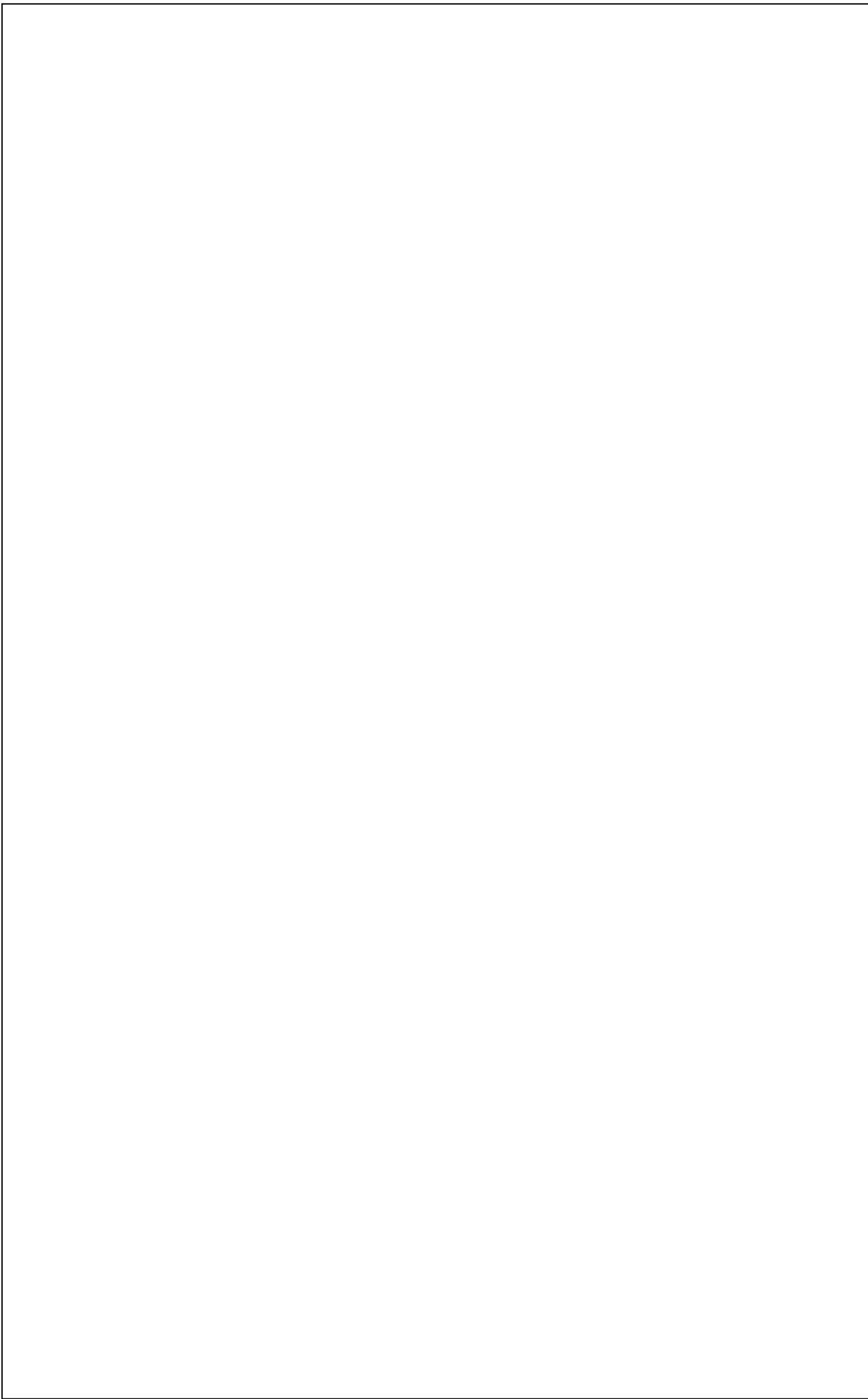
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \cdot 0,0038} = 2,21$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 175267,95}{1 + 0,4 \times 2,21 \times 0,238} = 159282,22 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{20,63 \times 10^6 \times (3825)^2}{10 \times \frac{11000 \sqrt[3]{25}}{3} \times 159282,22 \times 10^4} = 1,73 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3825}{500} = 7,65 \text{ mm}$$

$$f_v = 1,76 \text{ mm} < \bar{f} = 7,65 \text{ mm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



## III-II)-Calcul des escaliers :

### Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

#### ➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

#### ❖ Escalier desservant le premier étage :

#### Présentation schématique :

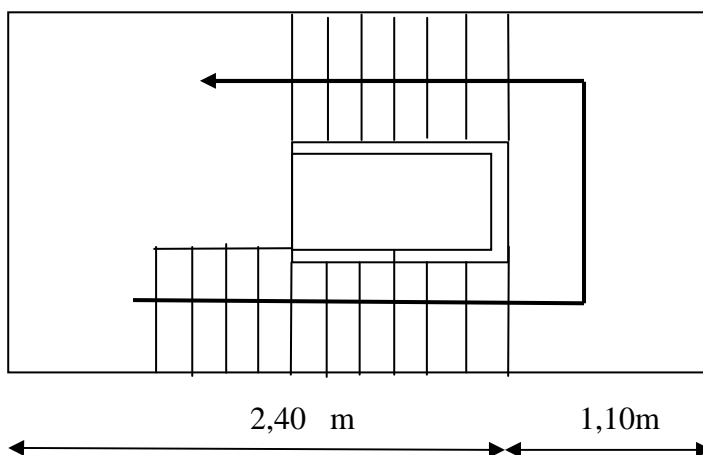


Fig 1)-vue en plan de l'escalier

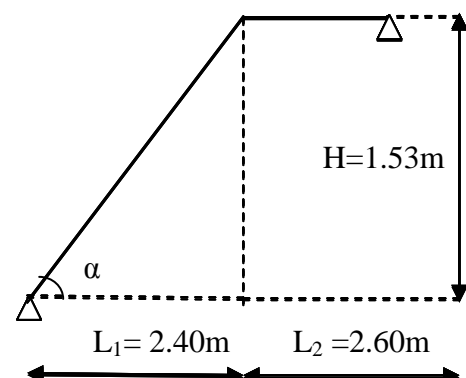


Fig 2)- schéma statique d'escalier

**III-II-1)- Calcul de 1<sup>er</sup> volet :****a)- Pré-dimensionnement :**

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches  $h = 17 \text{ cm}$  et  $g = 28 \text{ cm}$

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 09 \Rightarrow n = 09$  contre marches.

Le nombre de marches est pris égale à  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

$$m \times g = l_1 \Rightarrow g = \frac{l_1}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

**➤ Vérification de la loi de BLONDEL :**

La loi de BLONDEL est une relation empirique qui lie  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 62 \leq 64 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Dimensionnement de la paillasse et de palier**

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'_1} \Rightarrow L'_1 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51^\circ} = 284,59 \text{ cm.}$$

$L$  : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

$$\text{D'où } L = L'_1 + L_2 = 284,59 + 260 = 544,59 \text{ cm}$$

$$\frac{544,59}{30} \leq e_p \leq \frac{544,59}{20} \Rightarrow 18,15 \text{ cm} \leq e_p \leq 27,22 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

**b)-Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et pour une bande de 1m de projection horizontale, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## c)-Charges permanentes :

### ❖ Paillasse :

Eléments	Poids[ KN /ml]
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,2 \times \frac{1}{\cos 32,51} = 5,92$
Poids propre des marches (17cm)	$25 \times 0,17 \times \frac{1}{2} = 2,125$
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
Enduit de plâtre (2cm)	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,2$
Poids propre de garde corps	0,2
	<b><math>G_1 = 9,685</math> [ KN / ml ]</b>

### ❖ Palier :

Eléments	Poids[ KN /ml]
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,20 \times 1 = 5$
Poids des revêtements (carrelage+ mortier + sable +enduit)	1,44
	<b><math>G_2 = 6,44</math> [ KN / ml ]</b>

## d)-Charges d'exploitation :

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

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

## III-II-2)-Calcul à l'ELU :

### ➤ Combinaison de charges :

**Palier :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,44 \text{ KN/ml}$ .

**Volée :**  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9,68 + 1,5 \times 2,5 = 16,81 \text{ KN/ml}$

### ➤ Calcul des efforts internes :

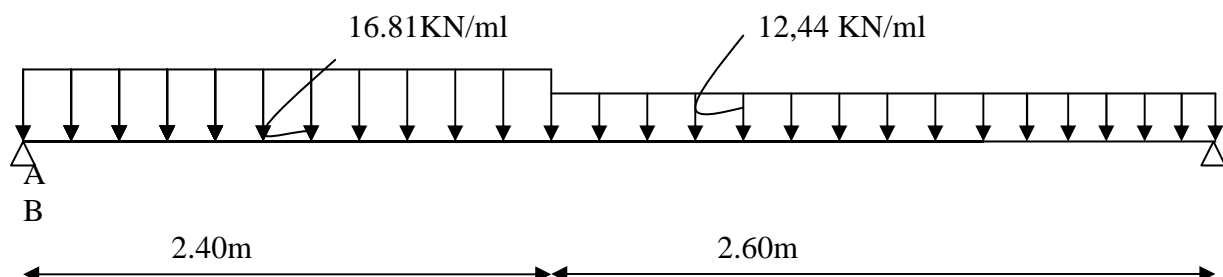


Fig 3)-schema statique d'escalier de RDC



## ➤ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 16.81 \times 2.40 + 12.44 \times 2.6 = 72.68 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (16.81 \times 2.4 \times 1.2) + (12.44 \times 2.6 \times 3.7) - (R_B \times 5) = 0$$

$$R_B = 33.61 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (16.81 \times 2.4 \times 3.8) + (12.44 \times 2.6 \times 1.3) - (R_A \times 5) = 0$$

$$R_A = 39.07 \text{ KN}$$

$$R_A = 39.07 \text{ KN}$$

$$R_B = 33.61 \text{ KN}$$

## ➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\circ \quad 0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$$

$$T(x) + 16.81x - 39.07 = 0$$

$$T(x) = 39.07 - 16.81x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = +39.07 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 \rightarrow T(2.4) = -1.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2.32 \text{ m}$$

$$M(x) = 39.07x - 16.81 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -8.40x^2 + 39.07x$$

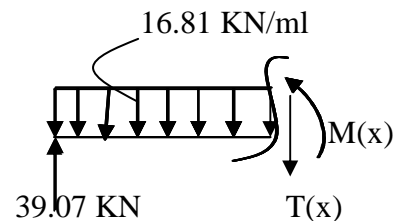
$$\text{Pour } x = 0$$

$$M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \text{ m}$$

$$M(2.4) = 45.38 \text{ KN m}$$

$$M_{\max} = M(x = 2.32 \text{ m}) = 45.43 \text{ KN.m}$$



$$\circ \quad 0 \text{ m} \leq x \leq 2.6 \text{ m}$$

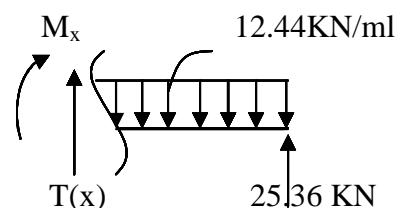
$$T(x) - 12.44x + 33.61 = 0$$

$$T(x) = 12.44x - 33.61$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0,0) = -33.61 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2.6 \rightarrow T(2.6) = -1.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 33.61x + \frac{12.44}{2}x^2 = 0$$

$$M(x) = 33.61x - 6.22x^2$$



$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pou } x = 0 & \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 2.60 \text{ m} & \rightarrow M(2.6) = 45.33 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

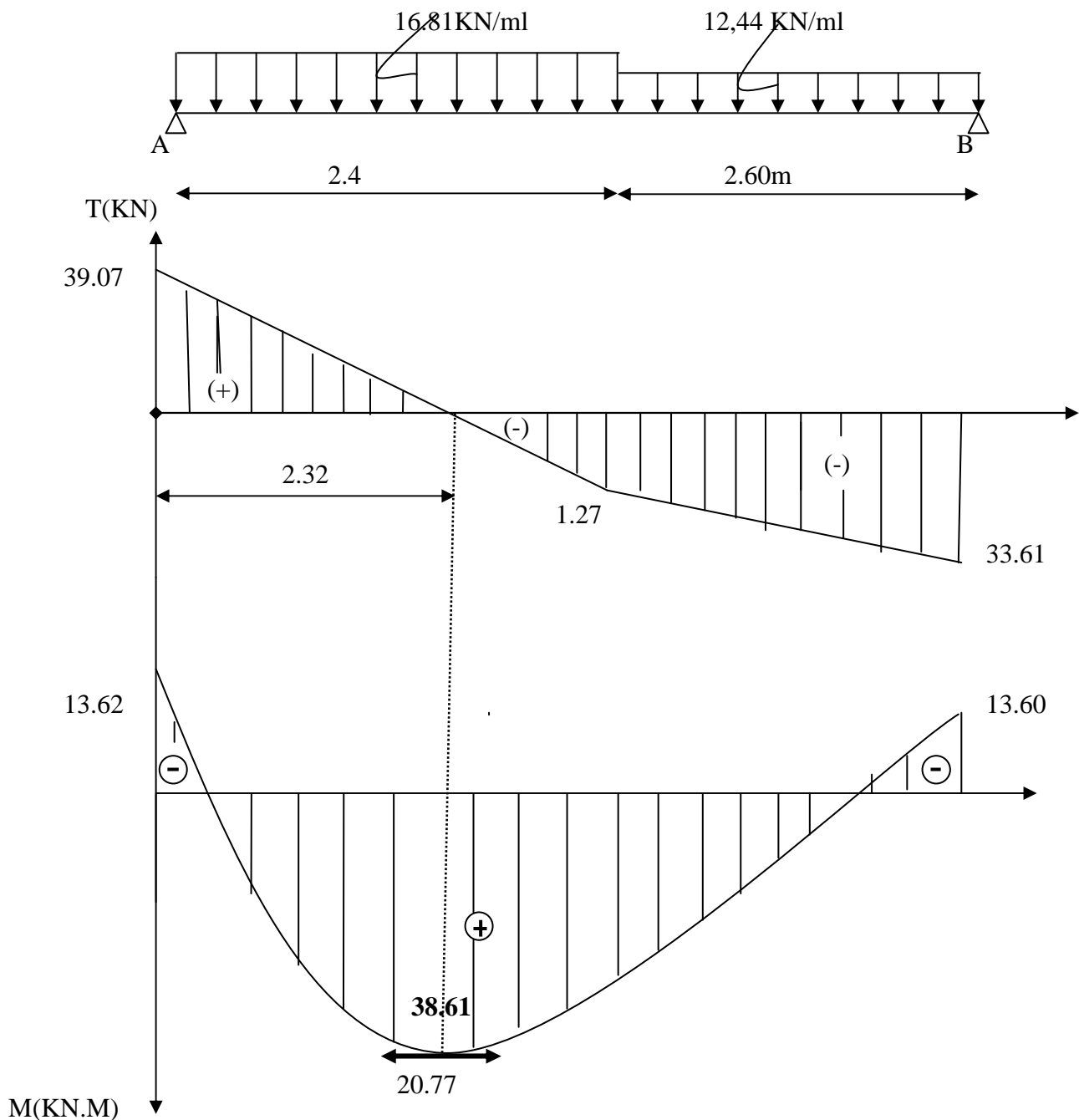
En tenant compte des semi encastres, les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_t = 0,85 \times 45.43 = \mathbf{38.61 \text{ KN m}}$$

$$M_A = -0,3 \times 45.43 = \mathbf{-13.62 \text{ KN m}}$$

$$M_B = -0,3 \times 45.33 = \mathbf{-13.60 \text{ KN.m}}$$

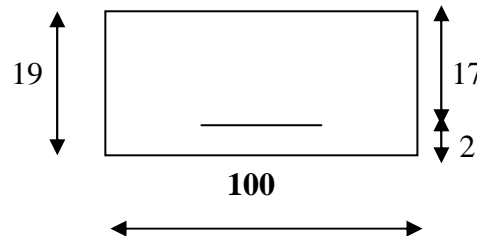
**Fig 4)-Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU**



**III-II-3)-Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 19 \text{ cm}$ .

**a) En travée :**

$$M_u^t = 38.61 \text{ KN m}$$

**➤ Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38.61}{1 \times 0.19^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.075 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{38.61 \times 10}{0.960 \times 0.19 \times 348} = 6.08 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 12 =  $6.78 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 17 \text{ cm}$

**➤ Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.08}{4} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml =  $2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) En appui :****➤ Armatures principales****• Appui A :**

$$M_A = 13.62 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.62}{1 \times 0.19^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.026 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A^A = \frac{M_A}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.62 \times 10}{0.987 \times 0.19 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 =  $3.14 \text{ cm}^2$  , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- Appui B

$$M_B = 13.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_B}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.60}{1 \times 0,19^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A^B = \frac{M_B}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.60 \times 10}{0,987 \times 0,19 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2, \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de repartitions :

$$A_r = \frac{A^A}{4} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2, \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

### III-II-4)-Les vérifications à l'ELU :

#### ❖ Vérification du non fragilité du béton :

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = 2,29 \text{ cm}^2$$

**a) En travée**  $A_t = 6,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**b) Aux appuis** :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$  condition vérifiée

#### ➤ Vérification de contrainte tangentielle :

[Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99 ]

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

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal

$$T_u = 28,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{39,07 \times 10^3}{1000 \times 19 \times 10} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Y'a pas de rupture par cisaillement.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**  
(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99]

❖ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 39,07 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,19 \times 1 = 1140 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

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

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times (39,07 + \frac{-13,62}{0,9 \times 0,19}) = -0,11 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{39,07 \times 10^3}{0,9 \times 19 \times 1,4 \times 2,01 \times 6 \times 10^2} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Les armatures ne glissent pas dans le béton.

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4.\bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

## III-II-5)-Calcul à l'ELS:

### ➤ Combinaison de charges :

**Palier :**  $q_s = G + Q = 6,44 + 2,5 = 8,94 \text{ KN/ml.}$

**Volée :**  $q_s = G + Q = 9,685 + 2,5 = 12.185 \text{ KN/ml}$

### ➤ Calcul des efforts internes :

Après les différents étapes de calcul, comme étant effectué en ELU; on a abouti aux résultats suivants :

#### a) Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 12.185 \times 2.40 + 8.94 \times 2.6 = 52.48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (12.185 \times 2.4 \times 1.2) + (8.94 \times 2.6 \times 3.7) - (R_B \times 5) = 0$$

$$R_B = 24.21 \text{ KN}$$

$$R_A = 52.48 - 24.21 = 28.26$$

$$R_A = 28.26 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.21 \text{ KN}$$

#### b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

○  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) + 12.185X - 28.26 = 0 \\ T(x) = 28.26 - 12.185 X \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = +28.26 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 \rightarrow T(2.4) = -0.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2.32 \text{ m}$$

$$M(x) = 28.26x - 12.185 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -6.09 x^2 + 28.26 x$$

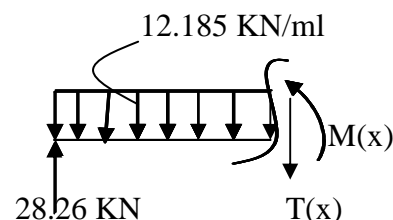
$$\begin{cases} \text{Pou } x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} & M(2.4) = 32.74 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x = 2.35 \text{ m}) = 32.78 \text{ KN.m}$$

○  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.60 \text{ m}$

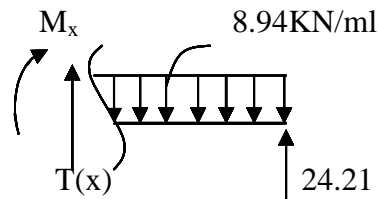
$$T(x) - 8.94X + 24.21 = 0$$

$$T(x) = 8.94x - 24.21$$



$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0,0) = -24.21 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2.6 \rightarrow T(2.6) = -0.96 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 24.21x + \frac{8.94}{2}x^2 = 0$$



$$M(x) = 24.21x - 4.47x^2$$

$$\begin{cases} \text{Pou } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 1,10 \text{ m} \rightarrow M(2.60) = 32.72 \end{cases}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_t^s = 0,85 \times 32.78 = 27.86 \text{ KN m}$$

$$M_A^s = -0,3 \times 32.78 = -9.83 \text{ KN m}$$

$$M_B^s = -0,3 \times 32.72 = -9.81 \text{ KN.m}$$

## III-II-6)-Vérification à l'ELS :

### ➤ Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression dans le béton est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.08}{100 \times 19} = 0,169 \implies K = 0,017 \text{ et } \beta_1 = 0,933$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{27.86 \times 1000}{0,933 \times 0,19 \times 2.01 \times 10^2} = 781.9 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,017 \times 781.9 = 13.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.08}{100 \times 19} = 0,32 \implies K = 0,031 \text{ et } \beta_1 = 0,8945$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{27.86 \times 10^3}{0,8955 \times 0,19 \times 6.08 \times 10^2} = 269.31 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,031 \times 269,31 = 8,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

### ➤ Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec h : hauteur totale (21 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 610,4 cm) ;

M<sub>t</sub> : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 36,) ;

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{610,4} = 0,034 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 1,22 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

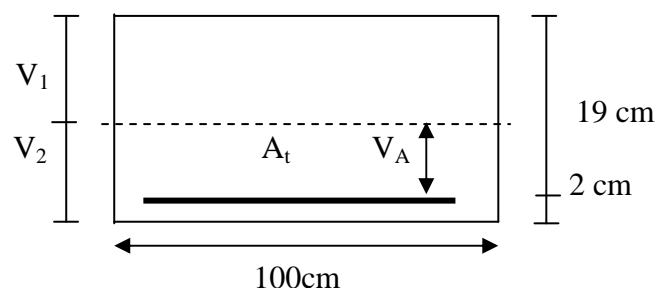
$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

E<sub>v</sub> : module de déformation différée ;

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

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

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$





$B_o$  : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 21 + 15 \times 9,23 = 2238,45 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 21^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 19 = 24680,55 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{24680,55}{2238,45} = 11,02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 11,02 = 9,98 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2)^2$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I = \frac{100}{3}(11,02^3 + 9,98^3) + 15 \times 9,23(9,98 - 2)^2 = 86559,39 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \frac{12,52 \times (6,104)^4 \times 10^3}{10818,866 \times 86387,45 \times 10^{-2}} = 0,024$$

$$f = 0,24 < \bar{f} = 1,22 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Calcul de 2eme volet :

#### 1)-Pré dimensionnement :

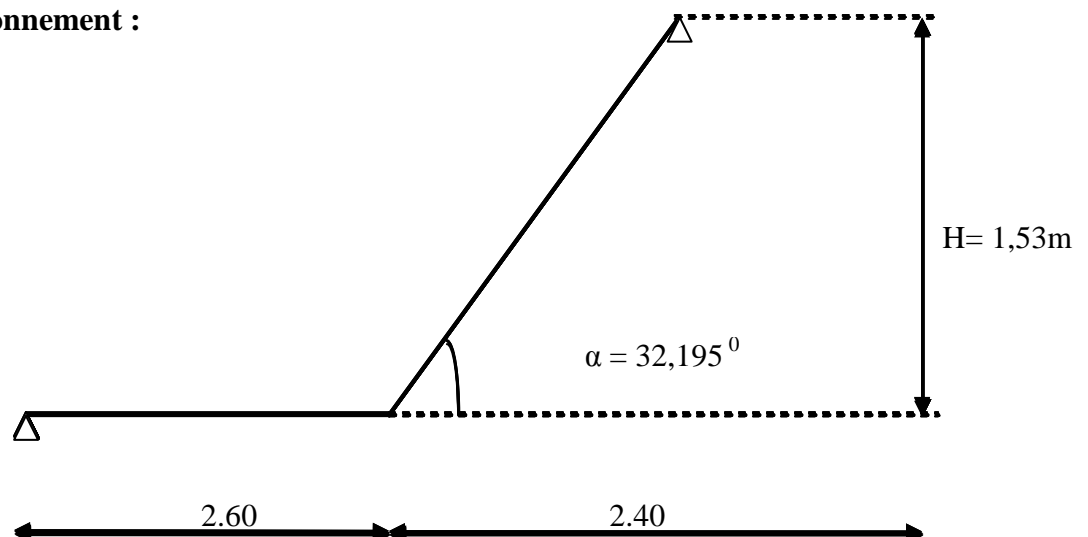


Fig III-5-5 schéma statique de deuxième volée

On prend la hauteur des contre marches  $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches  $m = n - 1 = 8$  marches.

Le girant  $g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

## ➤ Vérification de la loi de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

## ➤ Dimensionnement de la paillasse et de palier

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,40} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,517^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'_{21}} \Rightarrow L'_2 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,517^\circ} = 284.62 \text{ cm.}$$

$L$  : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

D'où  $L = L'_2 + L_2 = 284.62 + 260 = 544.62 \text{ cm}$

$$\frac{544.62}{30} \leq e_p \leq \frac{544.62}{20} \Rightarrow 18.15 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.23 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 25 \text{ cm}$ .

## 2)-ferraillage à l'ELU :

Puisque l'épaisseur  $e_p$  est constant, on opte le même ferraillage que le 1<sup>er</sup> volet, qui vérifie tous les conditions de l'ELU qu'on a déjà fait avant.

### ❖ En travée :

#### • Les armatures principales :

$$A_t = 6 \text{ HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $st = 17 \text{ cm}$

#### • Les armatures de répartition :

$$A_r = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $st = 25 \text{ cm}$

### ❖ Aux appuis :

#### • Les armatures principales :

$$A_t = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $st = 25 \text{ cm}$

#### • Les armatures de répartition :

$$A_r = 4 \text{ HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $st = 25 \text{ cm}$ .

### 3)-Vérification à l'ELS :

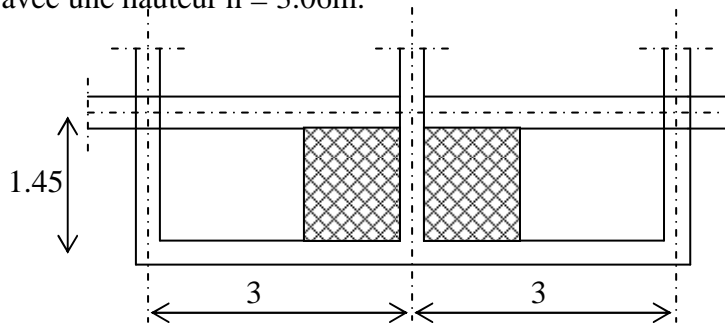
La contrainte de compression dans le béton est déjà vérifiée, puisqu'on adopte le même ferrailage que le premier volet.

La flèche est vérifiée sur le premier volet, par conséquent, elle est vérifiée pour le deuxième volet qui a une portée plus petite.



## III-III)- Introduction :

Les balcons seront réalisés en corps creux, la poutrelle reposera sur les consoles qui sont le prolongement des poutres secondaires, le garde corps en briques creuses 10 et 15 cm de d'épaisseur avec une hauteur  $h = 3.06\text{m}$ .



## III-III-1)- Détermination des charges et surcharges :

- Poids du plancher courant :  $G = 5,45\text{KN/m}^2$  (défini au chapitre II)
- Poids du mur extérieure :  $2,94\text{KN/m}^2$  (paroi en briques creuses 8 et 12 trous)
- Poids propre de la console :  $0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur séparant les balcons :  $2,94\text{KN/m}^2$  (paroi en briques creuses 25cm)
- Enduit de ciment (2cm) :  $0,36\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation du balcon :  $Q = 3,5\text{KN/m}^2$ . [DTR B.C.2.2/7.2.1]
- Efforts horizontaux sur le garde corps :  $1\text{KN/ml}$

### Charges revenant à la console:

#### ➤ Charges permanentes :

##### ❖ Charges réparties :

Poids du plancher :  $5,45 \times 3 = 16,35\text{KN/ml}$

Poids propre de la console :  $1,75\text{KN/ml}$

Poids du mur de séparation :  $2,94 \times (3,06 - 0,35) = 7,96\text{KN / ml}$

Enduit en ciment pour le mur :  $2[0,36 \times (3,06 - 0,35)] = 1,95\text{KN / ml}$

---


$$G = 28,01\text{KN/ml}$$

##### ❖ Charge concentrée :

Poids du mur extérieure :  $2,94 \times 2,71 \times 3 = 23,90 \text{ KN}$  ( $h = 1,10\text{m}$ )

Enduit en ciment :  $2 \times (0,36 \times 2,71 \times 3) = 5,85\text{KN}$

---


$$G_g = 29,75\text{KN}$$

#### ➤ Charge d'exploitation :

##### ❖ Charges réparties :

$$Q = 3,5 \times 3 = 10,5\text{KN}$$

##### ❖ Charges concentrée :

$$Q_H = 1 \times 3 = 3\text{KN}$$

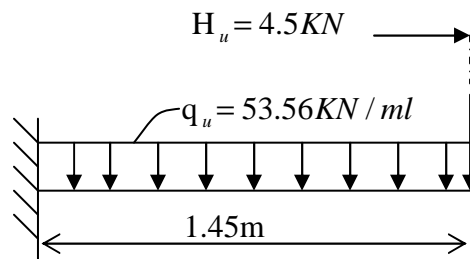
### III-III-2)- Combinaison des charges :

$$\begin{aligned} \text{E.L.U :} \quad q_u &= 1,35 \times 28.01 + 1,5 \times 10.5, & q_u &= 53.56 \text{ KN / ml} \\ P_u &= 1,35 \times 29.75 & P_u &= 40.16 \text{ KN} \\ H_u &= 1,5 \times 3 & H_u &= 4.5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{E.L.S :} \quad q_s &= 28.01 + 10.5 & q_s &= 38.51 \text{ KN / ml} \\ P_s &= 27.15 \text{ KN} \\ H_s &= 3 \text{ KN} \end{aligned}$$

### III-III-3)- Calcul à L'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :



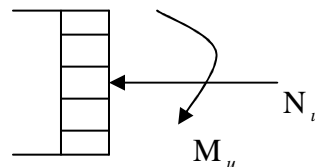
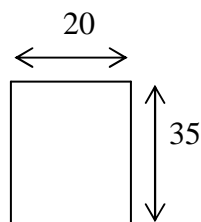
$$\begin{aligned} M_u &= q_u \times \frac{L^2}{2} + P_u \times L + H_u \\ M_u &= \frac{53.56 \times (1.45)^2}{2} + 40.16 \times 1.45 + 4.5 = 119.03 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$N_u = 4.5 \text{ KN}$$

$$T_u = P_u + q_u \times L = 40.16 + 53.56 \times 1.45 = 117.82 \text{ KN}$$

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$b = 20 \text{ cm} ; \quad h = 35 \text{ cm} ; \quad d = 33 \text{ cm}$$



$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{126.73}{4.5} \times 100 = 2816.22 \text{ cm}$$

Efforts de compression centrée maximale supportable par le béton :

$$N_{b \max} = f_{bu} \times b \times h$$

$$N_{b \max} = 14,2 \times 10^3 \times 0,20 \times 0,35 = 994 \text{ KN}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\max}} = \frac{4.5}{994} = 0,0045$$

$\psi_1 = 0,0062 < 0,81 \Rightarrow$  On calcule l'excentricité relative  $\xi$  :

$$\psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0045}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0045})} = 0,166$$

**Calcul de « e<sub>Nc</sub> » :**

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0,166 \times 0,35 = 0,058 \text{ cm}$$

$e = 2816,22 \text{ cm} > e_{Nc} = 0,058 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée

**Calcul du moment de flexion fictif M<sub>uf</sub> :**

$$M_{uf} = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 4.5 \left( 28.16 + 0,33 - \frac{0,4}{2} \right) \Rightarrow M_{uf} = 127.30 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures sous le moment fictif M<sub>uf</sub> :**

$$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{127.30 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,33)^2 \times 14,2} = 0,411$$

$$\mu_u = 0,125 > \mu_e = 0,392 \Rightarrow S.d.A$$

$$\mu_u = 0,125 \Rightarrow \beta = 0,933$$

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{\beta d \sigma_s} = \frac{38,81 \times 10}{0,933 \times 0,33 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2$$

**Section réelle d'acier (en flexion composée) :**

$$A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3,62 - \frac{4.5}{348} \times 10 \Rightarrow A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

On prévoit 5HA10 à la partie inférieure comme armatures de montage.

**Condition de non fragilité : [BAEL91/A.4.2,1]**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

**L'excentricité «e<sub>s</sub>» :**

$$M_s = 45,34 \times \frac{0,85^2}{2} + 7,31 \times 0,85 + 4,10 \times 1,10 = 27,10 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 4,10 \text{ KN}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{27,10}{4,10} \times 100 = 661 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 33 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{661 - 0,455 \times 33}{661 - 0,185 \times 33} = 0,786 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 / ml > A_{\min} = 0,786 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Notre structure comporte des planchers en corps creux et d'autre en dalles pleines (Les balcons Et la salle machine).

**III-IV-1)-plancher en corps creux :**• **Introduction :**

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées Sur chantier et sont disposées suivant la petite portée (repose sur la les poutres principales) et sur lesquelles repose le corps creux.

Les poutrelles sont des sections en Té, distantes de 65[cm] entre axes. Le remplissage en corps creux, est utilisé comme coffrage perdu et ayant un rôle d'isolation thermique et phonique.

❖ **Détermination des dimensions de la section en T :**

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

La largeur  $b_1$  de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

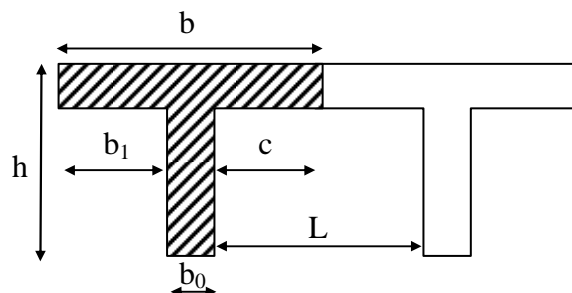
$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} x \quad (3)$$

en general:

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_1}{10} \cdot \frac{L}{2} \right\} \quad (\text{B.A.E.L 91 Art A.4.1.3})$$



**Fig 1 : Construction de la section en Té**

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

$L_1$ : portée libre de la poutrelle

$X$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4[\text{cm}]$ )

$d$  : hauteur utile  $d = 18 [\text{cm}]$

$c$  : enrobage  $C = 2[\text{cm}]$



Donc :

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 [\text{cm}]$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 350 / 10 = 35 [\text{cm}]$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (350/2) = 116.66 [\text{cm}]$$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 [\text{cm}]$$

## III-IV-2)- Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 [cm] d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder les valeurs données par le (BAEL 91) :

✓ 20 [cm] pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

✓ 33 [cm] pour les armatures parallèles aux nervures.

## III-IV-3)- Calcul d'armatures : (Ferrailage de la dalle de compression) :

### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

Dans notre cas  $L = 65 [\text{cm}]$

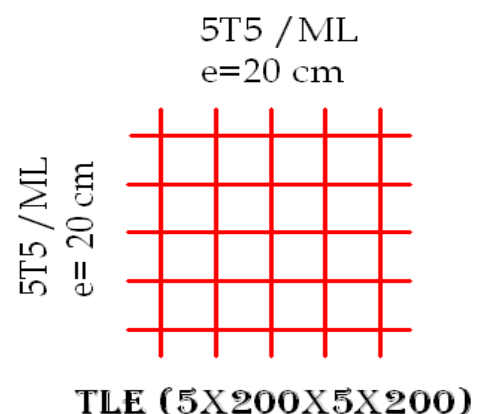
$$A_{\perp} \geq 4 L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$$

$L$  : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section  $A = 0,98 [\text{cm}^2]$

Soit : 5T5 / ml ,

$S_t = 20 [\text{cm}]$ : Treillis soudé de 20x20 [cm]



### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,50 / 2 = 0,25 [\text{cm}^2]$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : 5T5 / ml ,  $S_t = 20 [\text{cm}]$

**Fig.III.1.A.2 : Treillis soudés**

### ✓ Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200) [mm<sup>2</sup>].

## III-IV-4)-Calcul de la poutrelle :

Le calcul se fera pour l'étage correspondant au cas le plus défavorable et comme les travées ne sont pas les mêmes pour tout l'ouvrage on opte pour le calcul de la file qui a le maximum de travées, c'est le cas des files à quatre travées du RDC. Les poutrelles seront placées selon la petite portée seront sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

## Schéma statique de la poutrelle a étudiée :

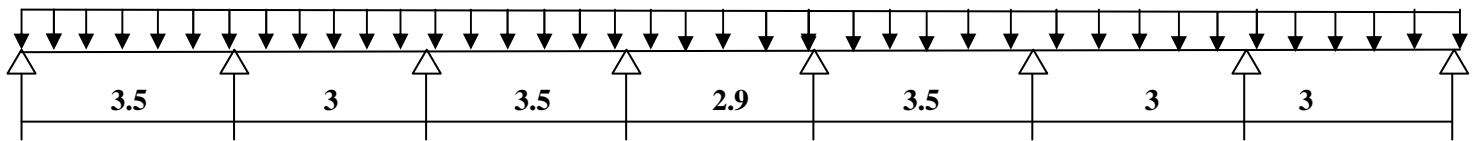
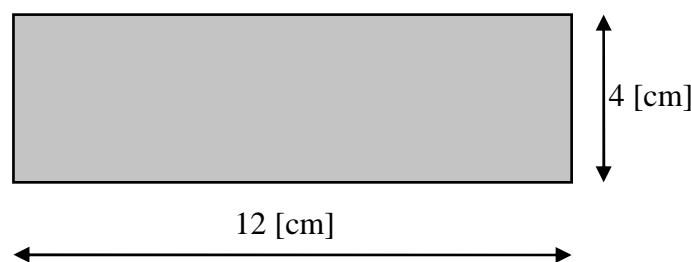


Fig 2 : Schéma de la poutrelle.

- **1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

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



\* Fig 3: Section transversale de la poutrelle\*

### **Chargement :**

Poids propre ..... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$  [ KN/ml]

Poids des corps creux ..... $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$  [KN/ml]

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1$  [ KN/ml]

**Ferraillage à l'ELU :** Le calcul se fait pour la travée dont la portée est la plus longue.

La combinaison de charge à considérer :

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5$$
 [KN/ml]

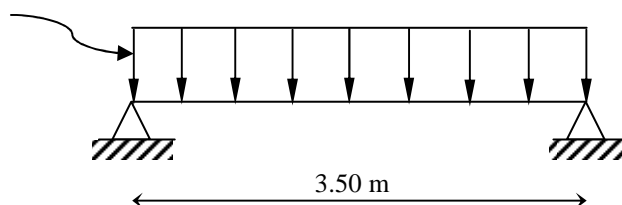


Fig 4:Schéma statique

✓ **Le moment en travée :**

$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,5 \times (3,5)^2 / 8 = 3,82 \text{ [KN/ml]}$$

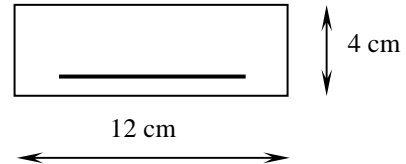
✓ **L'effort tranchant :**

$$T_{\max} = q_u \times L / 2 = 2,5 \times (3,5) / 2 = 4,37 \text{ [KN/ml]}$$

➤ **Calcul des armatures :**

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

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



$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,82 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,6 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}.$$

➤ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle et l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

❖ **2<sup>ème</sup> étape : 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. On aura à étudier un type de poutrelles qui est les poutrelles orthogonales :

Poids du plancher :  $G = 5,45 \text{ KN}/M^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN}/M^2$

• **-Planche étage de service :**

-charges et surcharges revenant à la poutrelle :

Charge permanentes :

$$G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

• **- Combinaison des charges :**

**à l'E.L.U**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,54 + 1,5 \times 1,62 = 7,20 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 7,20 \text{ KN/ml}$$

**à l'E.L.S :**

$$q_s = G + Q = 3,54 + 1,62 = 5,16 \text{ KN /ml.}$$

$$q_s = 5,16 \text{ KN /ml.}$$

- ELU :  $q_u = 7.20$  [KN/ml]
- ELS:  $q_s = 5.16$  [KN/ml]

### III-IV-5)- Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

#### ❖ Méthode forfaitaire :

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

- Domaine d'application :

- 1<sup>er</sup> condition : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN}/M^2$ .

- $Q \leq (2G, 5 \text{ KN}/M^2)$

$$Q = 2.5 \text{ KN}/M^2$$

$$2G = 2 \times 5.45 = 10.9 \text{ KN}/M^2$$

$$Q \leq (10.9, 5)$$

⇒ La condition est vérifiée.

- 2<sup>eme</sup> condition : la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

- 3<sup>eme</sup> condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

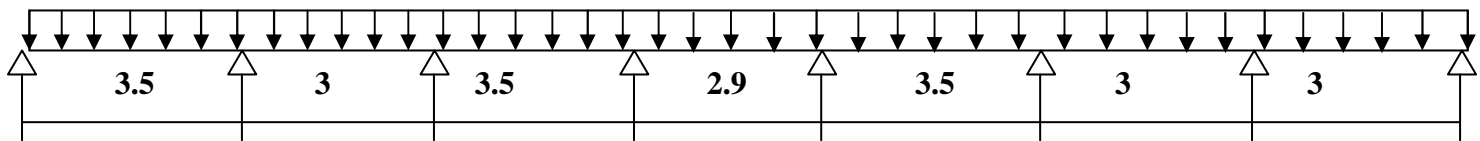
- $\frac{L_1}{L_2} = \frac{2.90}{3.50} = 0.828 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$

- $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.00}{3.50} = 0.857$

- Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées donc La méthode forfaitaire est applicable.

**III-IV-5-1)-Calcul à l'E.L.U :**❖ **Etage de service (Q=2.5) :****a) Principe de la méthode :** (article : B.6.2, 211)

La méthode 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 fléchissant  $M_0$ .

**b) Calcul des efforts internes :**

**Fig 5:Schéma statique de la poutre continue reposant sur huit appuis**

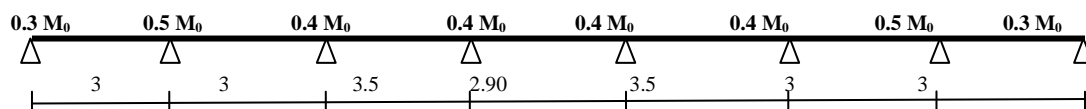
➤ **Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.62}{3.54 + 1.62} = 0,313.$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.09$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = 0,54$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,64$$

**b-1) Calcul des moments fléchissant :**➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

✓ Pour les travées (1-2),(2-3) ,(6-7), et (7-8) :

$$M_0 = \frac{7.20 \times 3.0^2}{8} = 8.1 \text{ KN.m}$$

✓ Pour la travée (3-4) et (5-6):

$$M_0 = \frac{7.20 \times (3.5)^2}{8} = 11.025 \text{ KN.m}$$

✓ Pour les travées (4-5) :

$$M_0 = \frac{7.20 \times (2.90)^2}{8} = 7.569 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul les moments aux appuis

$$M_{A1} = M_{A8} = 0,3M_0 = 0,3 \times 8.1 = 2,430 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A2} = M_{A7} = 0,5M_0 = 0,5 \times 8.1 = 4.050 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A3} = M_{A6} = 0,4M_0 = 0,4 \times 11.025 = 4,410 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A4} = M_{A5} = 0,4M_0 = 0,4 \times 7.569 = 3.027 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul des moments en travées :

Soit  $M_0$  : La valeur maximale du moment isostatique.

$M_t$  : Le moment maximal en travée considérée.

$M_w$  et  $M_E$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée qui doivent vérifier les conditions suivantes :

$$✓ M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$✓ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$✓ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée de rive.}$$

• Etude des travées de rives (1-2) et (7-8) :

$$M_{t1-2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = 5.240 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2} \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A1} + M_{A2}}{2} \Rightarrow M_{t1-2} \geq 5.62 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t1-2} = 5.62KN.m$

$$M_{t7-8} = 5.62KN.m$$

- Etude des travées intermédiaires (2-3) et (6-7) :

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 4.43KN.m$$

$$M_{t2-3} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A2} + M_{A3}}{2} \Rightarrow M_{t2-3} \geq 4.63KN.m$$

On prend :  $M_{t2-3} = 4.63KN.m$

$$M_{t6-7} = 4.63KN.m$$

- Etude des travées intermédiaires (3-4) et (5-6) :

$$M_{t3-4} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 6,03KN.m$$

$$M_{t3-4} \geq [(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A3} + M_{A4}}{2} \Rightarrow M_{t3-4} \geq 8.34KN.m$$

On prend :  $M_{t3-4} = 8.34KN.m$

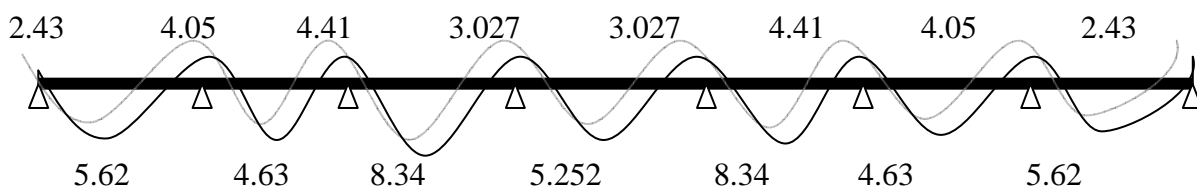
$$M_{t5-6} = 8.34KN.m$$

- Etude de la travée voisine des travées intermédiaires (4-5) :

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 4.139KN.m$$

$$M_{t4-5} \geq [(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A4} + M_{A5}}{2} \Rightarrow M_{t4-5} \geq 5.252KN.m$$

On prend :  $M_{t4-5} = 5.252KN.m$



- fig 6 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m) -

b-2) Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w - M_E}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

• Etude de la travée (1-2) :

$$V_1 = \frac{-2.43 + 4.05}{3} - \frac{7.20 \times 3}{2} = -10.26 \text{ KN.}$$

$$V_2 = \frac{-2.43 + 4.05}{3} + \frac{7.20 \times 3}{2} = 11.34 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (2-3) :

$$V_2 = \frac{-4.05 + 4.41}{3} - \frac{7.20 \times 3}{2} = -10.68 \text{ KN.}$$

$$V_3 = \frac{-4.05 + 4.41}{3} + \frac{7.20 \times 3}{2} = 10.92 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (3-4) :

$$V_3 = \frac{-4.41 + 3.027}{3.5} - \frac{7.20 \times 3.5}{2} = -12.995 \text{ KN.}$$

$$V_4 = \frac{-4.41 + 3.027}{3.5} + \frac{7.20 \times 3.5}{2} = 12.20 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (4-5) :

$$V_4 = \frac{-3.027 + 3.027}{2.90} - \frac{7.20 \times 2.90}{2} = -10.44 \text{ KN.}$$

$$V_5 = \frac{-3.027 + 3.027}{2.90} + \frac{7.20 \times 2.90}{2} = 10.44 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (5-6) :

$$V_5 = \frac{-3.027 + 4.41}{3.5} - \frac{7.20 \times 3.50}{2} = -12.20 \text{ KN.}$$

$$V_6 = \frac{-3.027 + 4.41}{3.5} + \frac{7.20 \times 3.20}{2} = 11.91 \text{ KN.}$$

• Etude de la travée (6-7) :

$$V_6 = \frac{-4.41 + 4.05}{3} - \frac{7.20 \times 3.00}{2} = -10.92 \text{ KN.}$$

$$V_7 = \frac{-4.41 + 4.05}{3} + \frac{7.20 \times 3.00}{2} = 10.68 \text{ KN.}$$



• Etude de la travée (7-8) :

$$V_7 = \frac{-4,05 + 2,43}{3} - \frac{7,20 \times 3}{2} = -11,34 \text{ KN.}$$

$$V_8 = \frac{-4,05 + 2,43}{3} + \frac{7,20 \times 3}{2} = 10,26 \text{ KN.}$$

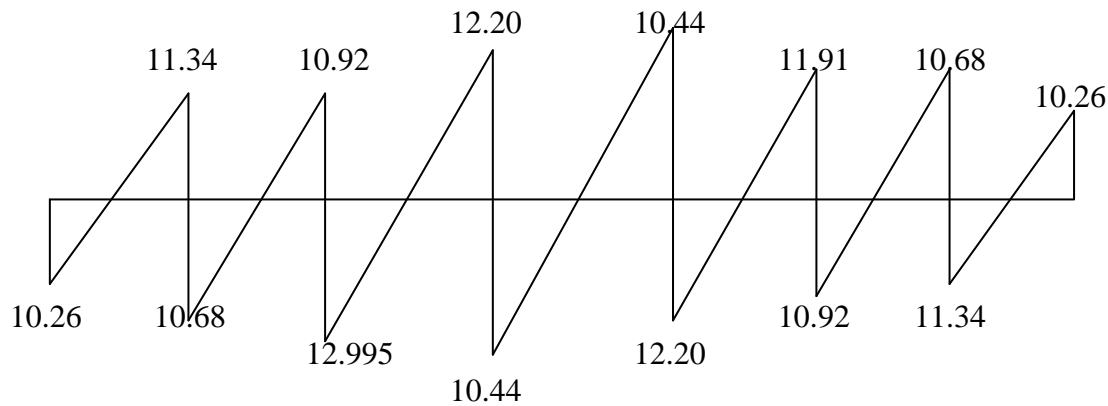


Fig 7: Diagramme des efforts tranchant (KN)

❖ Etage courant (Q=1.5) :

• -Planche étage de service :

-charges et surcharges revenant à la poutrelle :

Charge permanentes :

$$G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

• - Combinaison des charges :

à l'E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,54 + 1,5 \times 1,62 = 6,23 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 6,23 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des efforts internes :

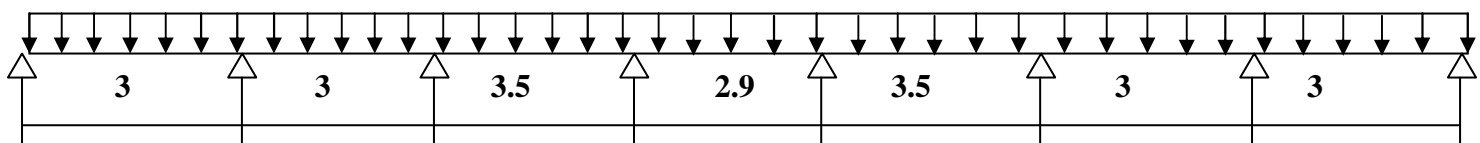


Schéma statique de la poutre continue reposant sur huit appuis

➤ Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

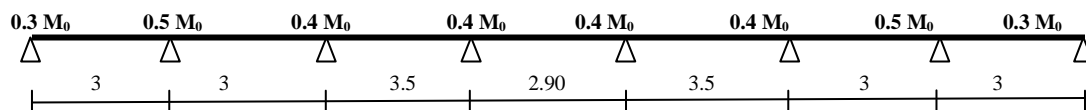
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{3.54+0.97} = 0,21.$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,06$$

$$\frac{(1+0,3\alpha)}{2} = 0,53$$

$$\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = 0,63$$

## c-1) Calcul des moments fléchissant :



## ➤ Calcul des moments isostatiques :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

✓ Pour les travées (1-2), (2-3), (6-7), et (7-8) :

$$M_0 = \frac{6.23 \times 3.0^2}{8} = 7.00 \text{ KN.m}$$

✓ Pour la travée (3-4) et (5-6):

$$M_0 = \frac{6.23 \times (3.5)^2}{8} = 9.54 \text{ KN.m}$$

✓ Pour les travées (4-5) :

$$M_0 = \frac{6.23 \times (2.90)^2}{8} = 6.55 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul les moments aux appuis

$$M_{A1} = M_{A8} = 0,3M_0 = 0,3 \times 7 = 2,10 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A2} = M_{A7} = 0,5M_0 = 0,5 \times 7 = 3.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A3} = M_{A6} = 0,4M_0 = 0,4 \times 9.54 = 3.816 \text{ KN.m.}$$

$$M_{A4} = M_{A5} = 0,4M_0 = 0,4 \times 6.55 = 2.62 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul des moments en travées :

Soit  $M_0$  : La valeur maximale du moment isostatique.

$M_t$  : Le moment maximal en travée considérée.

$M_w$  et  $M_E$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée qui doivent vérifiées les conditions suivantes :

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_E}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 \text{ Dans le cas d'une travée de rive.}$$

• Etude des travées de rives (1-2) et (7-8) :

$$M_{t1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2} \geq [(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A1} + M_{A2}}{2} \Rightarrow M_{t1-2} \geq 4.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t1-2} = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t7-8} = 4.64 \text{ KN.m}$$

• Etude des travées intermédiaires (2-3) et (6-7) :

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A2} + M_{A3}}{2} \Rightarrow M_{t2-3} \geq 3.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t2-3} = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 3.78 \text{ KN.m}$$

- Etude des travées intermédiaires (3-4) et (5-6) :

$$M_{t3-4} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} \geq [(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A3} + M_{A4}}{2} \Rightarrow M_{t3-4} \geq 6.92 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t3-4} = 6.92 \text{ KN.m}$

$$M_{t5-6} = 6.92 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée voisine des travées intermédiaires (4-5) :

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times M_0 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} \geq [(1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{A4} + M_{A5}}{2} \Rightarrow M_{t4-5} \geq 4.34 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t4-5} = 4.34 \text{ KN.m}$

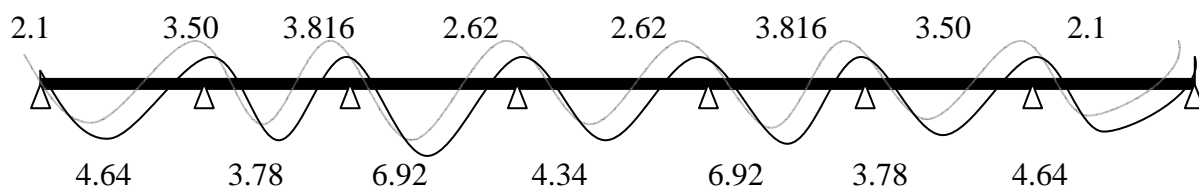


Fig 8: Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

### C-2) Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w - M_E}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

- Etude de la travée (1-2) :

$$V_1 = \frac{-2.1 + 3.50}{3} - \frac{6.23 \times 3}{2} = -8.87 \text{ KN.}$$

$$V_2 = \frac{-2.1 + 3.50}{3} + \frac{6.23 \times 3}{2} = 9.81 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (2-3) :

$$V_2 = \frac{-3.50 + 3.816}{3} - \frac{6.23 \times 3}{2} = -9.24 \text{ KN.}$$

$$V_3 = \frac{-3.50 + 3.816}{3} + \frac{6.23 \times 3}{2} = 9.45 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (3-4) :

$$V_3 = \frac{-3.816 + 2.62}{3,5} - \frac{6.23 \times 3,5}{2} = -11.24 \text{ KN.}$$

$$V_4 = \frac{-3.816 + 2.62}{3,5} + \frac{6.23 \times 3,5}{2} = 10.56 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (4-5) :

$$V_4 = \frac{-2.62 + 2.62}{2.90} - \frac{6.23 \times 2.90}{2} = -9.03 \text{ KN.}$$

$$V_5 = \frac{-2.62 + 2.62}{2.90} + \frac{6.23 \times 2.90}{2} = 9.03 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (5-6) :

$$V_5 = \frac{-2.62 + 3.816}{3,5} - \frac{6.23 \times 3,50}{2} = -10.56 \text{ KN.}$$

$$V_6 = \frac{-2.62 + 3.816}{3,5} + \frac{6.23 \times 3,20}{2} = 11.24 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (6-7) :

$$V_6 = \frac{-3.816 + 3.50}{3} - \frac{6.23 \times 3,00}{2} = -9.45 \text{ KN.}$$

$$V_7 = \frac{-3.816 + 3.50}{3} + \frac{6.23 \times 3,00}{2} = 9.23 \text{ KN.}$$

- Etude de la travée (7-8) :

$$V_7 = \frac{-3.50 + 2.1}{3} - \frac{6.23 \times 3}{2} = -9.81 \text{ KN.}$$

$$V_8 = \frac{-3.50 + 2.1}{3} + \frac{6.23 \times 3}{2} = 8.87 \text{ KN.}$$

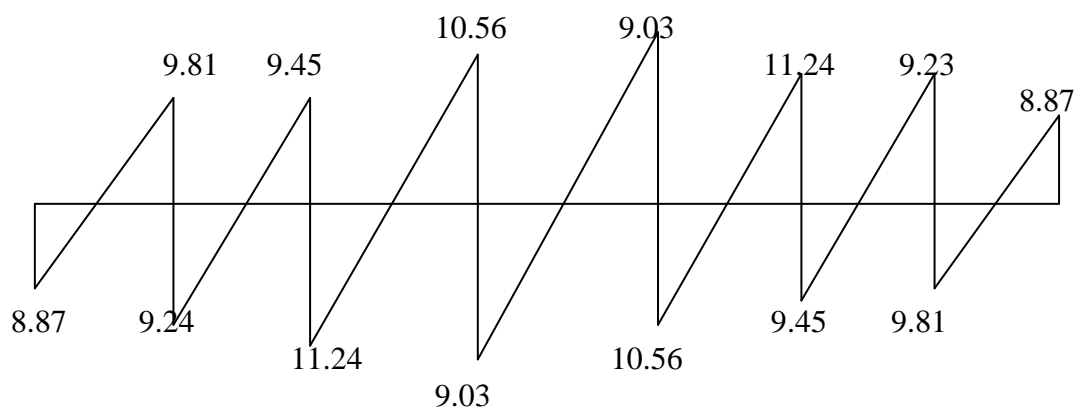


Fig 9 : diagramme des efforts tranchants

**III-V)-Calcul de la poutre palière :****III-V-1)-Pré-dimensionnement :****❖ Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \quad \text{donc : } 16,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

**❖ Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

**III-V-2)- Détermination des charges :**

❖ Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/mL}$

❖ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 25.36 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 18.31 \text{ KN}$$

**➤ Combinaison de charges :**

$$\text{❖ ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,875) + \frac{(2 \times 25.36)}{2,50}$$

$$q_u = 22.82 \text{ KN/mL}$$

$$\text{❖ ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \times 18.31)}{2,50}$$

$$q_s = 16.52 \text{ KN/mL}$$

**III-V-3)- Calcul des efforts à L'ELU :**

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{22.82 \times (2,50)^2}{8} = 17.83 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

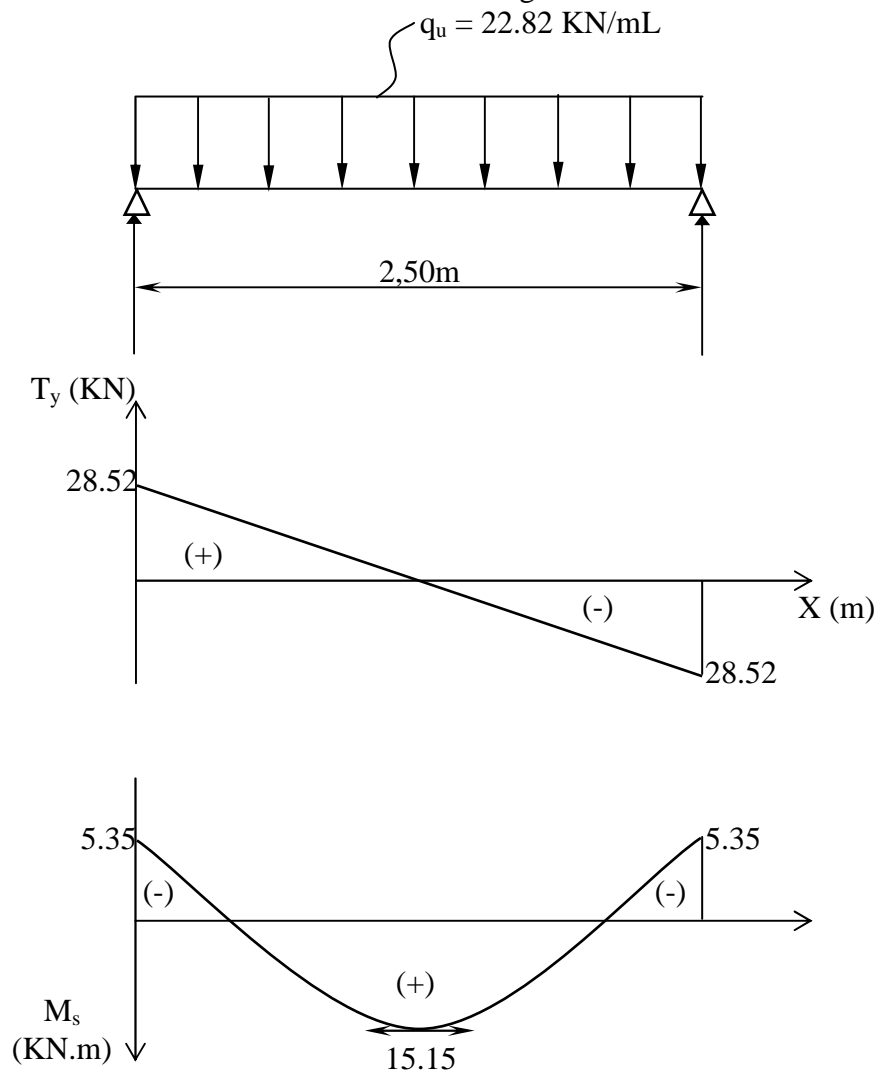
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{22.82 \times 2,50}{2} = 28.52 \text{ KN}$$

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

▪ Sur appuis :  $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 17.83 = -5.35 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 17.83 = 15.15 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :



**Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant**

❖ Calcul des armatures :

▪ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.35 \times 10^6}{0.25 \times (0.27)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.35 \times 10}{0.99 \times 0.27 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

▪ En travée :

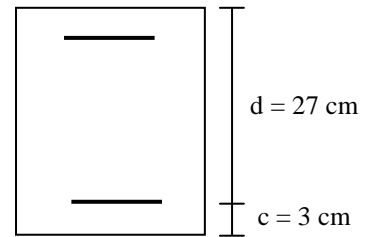
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.15 \times 10^6}{0.25 \times (0.27)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.058$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.15 \times 10}{0.97 \times 0.27 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



**III-V-4)-Vérification à L'ELU :**

**a- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**b- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)**

$$T_u^{\max} = 28.52 \text{ KN}$$



$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28.52 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

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

### c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{28.52 \times 10^3}{0,9 \times 27 \times 3 \times 3,14 \times 1 \times 10^2} = 1,24 \text{ MPa}$$

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

### d- Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 14 ; 8,57 ; 25 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre  $\phi 8$

Donc on opte :  $2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2 \rightarrow (1\text{cadre}+1\text{étrier}) \phi 8$

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit :  $St = 20 \text{ cm}$

### e- Ecartement des barres :

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

#### ❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

#### ❖ Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**III-V-5)- Vérification à L'ELS :**

$$q_s = 16.52 \text{ KN} / \text{mL}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{16.52 \times (2.50)^2}{8} = 12.90 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{16.52 \times 2.50}{2} = 20.65 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis :  $M_{sa} = -0.3M_s^{\max} = -0.3 \times 12.90 = -3.87 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{st} = 0.85M_s^{\max} = 0.85 \times 12.90 = 10.96 \text{ KN.m}$

**A- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :****A1- Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9085 \\ K = 0.025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{6.831 \times 10^3}{0.9085 \times 0.27 \times 2.35 \times 10^2} = 118.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 118.5 = 2.963 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.963 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8935 \\ K = 0,03 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{19,355 \times 10}{0,8955 \times 0,27 \times 3,39} = 236,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 236,67 = 7,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**B- Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec h : hauteur totale (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 280 cm) ;

M<sub>t</sub> : moment max en travée .

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\text{❖ } \frac{h}{\ell} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

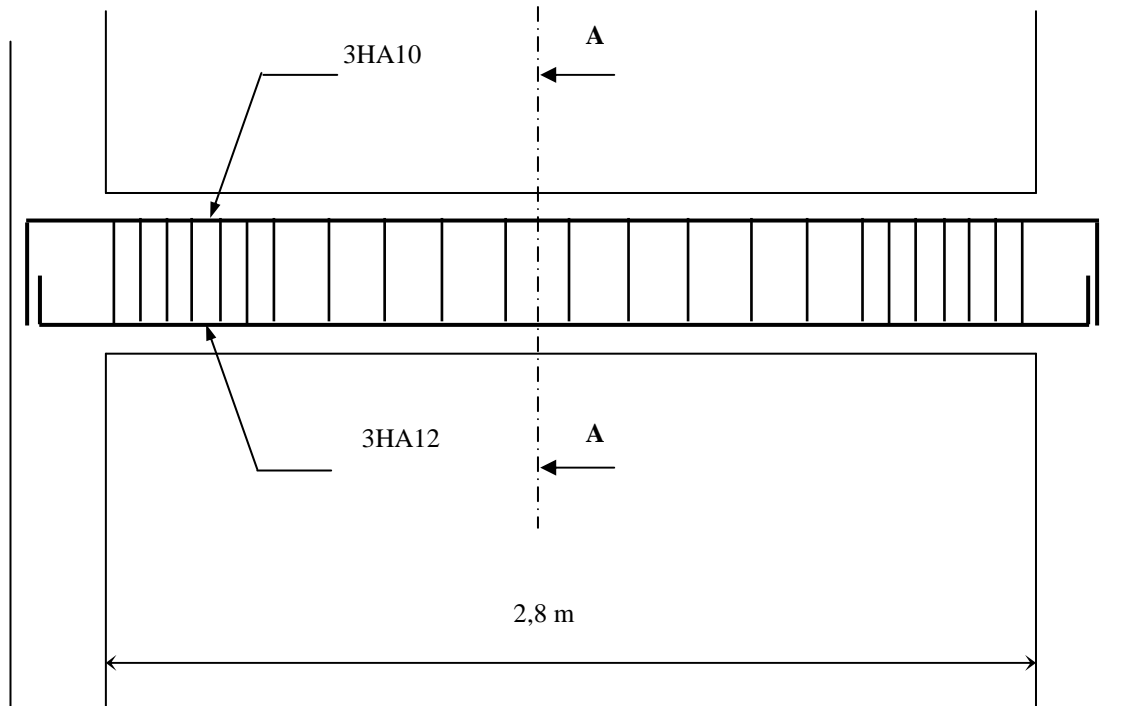
$$\text{❖ } \frac{h}{\ell} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0,85M_o}{10 \times M_o} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{❖ } \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

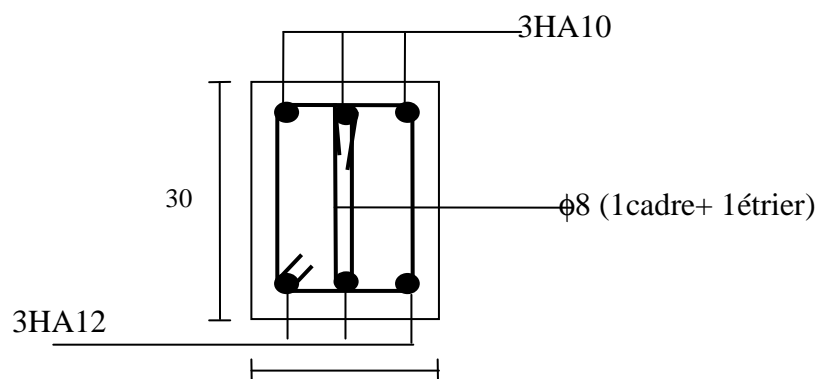
On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

## C- Etat limite d'ouverture des fissures :

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



**Ferraillage de la poutre palière**



**Coupe A-A**



## III-VI)-Calcul de la salle machine :

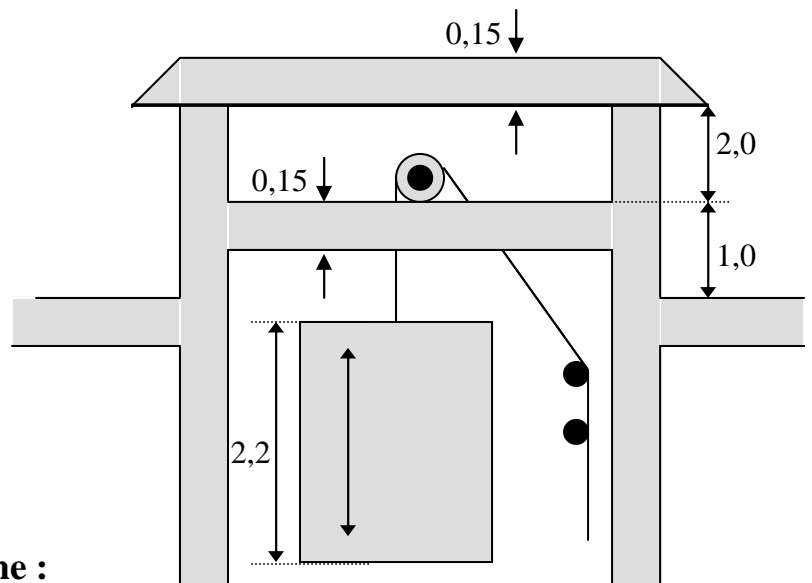
### III-VI-1)- Caractéristique de l'ascenseur:

$$L_x = 1,2m \quad , \quad L_y = 1,5m \quad , \quad S = 1,8m^2$$

#### Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement normal.

Charge : 630 kg  $\Leftrightarrow$  8 personne  
 Poids total : Q = 9 tonnes  
 La surface de la cabine :  $1,76m^2$   
 La vitesse : V = 1m/s



### III-VI-2)- Calcul de la dalle pleine :

#### Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD

### III-VI-3)- Pré dimensionnement:

La dalle n'est pas continue :

#### Hauteur de la dalle : h

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{120}{40} = 3cm \quad \text{on optera pour une hauteur } h = 15cm$$

#### Calcul de U et V :

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad , \quad V = V_0 + 2h_r + h_0$$

$$U_0 = V_0 = 80cm \quad , \quad h_r = 0$$

$$U = 80 + 2 \times 0 + 15 = V = 95cm$$

⋮

**III-VI-4)- Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{x2} = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow \nu = 0 \\ \text{ELS} \longrightarrow \nu = 0,2 \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de

PIGEAUD suivant le rapport :  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0,8.$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{120} = 0,792, \quad \frac{V}{L_y} = \frac{95}{150} = 0,633$$

Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans le sous tableau de PIGEAUD relatif à  $\rho = 0,8$

$\rho = 0,8$			
		$U/L_x$	
		$V/L_y$	
Valeurs de $M_1$	0,6	0,082	0,074
	0,7	0,076	0,069
Valeurs de $M_2$	0,6	0,055	0,051
	0,7	0,048	0,045

Une double interpolation donne les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,792 \\ \frac{V}{L_y} = 0,633 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,0794, \quad M_2 = 0,052$$

**Calcul de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**A l'ELU  $v = 0$ 

$$P = 1,35 \text{ Q} = 1,35 \cdot 9 = 12,15 \text{ t} = 121,5 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_{x1} = P \cdot M_1 = 121,5 \cdot 0,0794 = 9,647 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = P \cdot M_1 = 121,5 \cdot 0,052 = 6,318 \text{ KN}$$

**Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**On a  $0,4 < \rho < 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \longrightarrow \text{(Abaques de PIGEAUD)}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q, \text{ avec } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN}$$

$$q = [(1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 10)] \text{ 1m} = 20,06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{x2} = 0,565 \times 20,06 \times 1,2^2 = 1,632 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 1,632 = 0,971 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments globaux:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,647 + 1,632 = 11,279 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,318 + 0,971 = 7,289 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue,  
on aura donc :

$$\triangleright \text{Moments en travée : } M^t = 0,85 M$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 9,587 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 6,195 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{Moments aux appuis : } M^a = -0,3 M$$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -3,384 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -2,187 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III-VI-5)- Calcul de la section d'armature :****a)- Sens x-x :** $\triangleright$  En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,587 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_e = 0,392$$

$$\text{On a } \mu_b = 0,047 \longrightarrow \beta = 0,975$$



$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,587 \times 10^3}{0,975 \times 12 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = \mathbf{6HA8/ml} \longrightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 15\text{cm}$

## ➤ Aux appuis:

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,384 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_e = 0,392$$

On a  $\mu_b = 0,017 \longrightarrow \beta = 0,991$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,383 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,817 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \mathbf{4HA8/ml} \longrightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

## b)- Sens y-y :

### ➤ En travée :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,195 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_e = 0,392$$

On a  $\mu_b = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,998$

Calcul de la section d'armature :

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,195 \times 10^3}{0,998 \times 12 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = \mathbf{4HA8/ml} \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25\text{cm}$

## ➤ Aux appuis:

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,187 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_e = 0,392$$

Donc on a une section simplement armée.

On a  $\mu_b = 0,017 \longrightarrow \beta = 0,994$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,187 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,527 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 6HA6/ml \longrightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 15\text{cm}$

## III-VI-6)- Vérifications a l'ELU :

### a)- Condition de non fragilité du béton : [Art :B-7-4/BAEL91]

➤ Armatures suivant x-x :  $\rho_x \geq \rho = \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right]$

$\rho_0 = 0,0008$  pour HA400

$\rho_0 = 0,0009 \Rightarrow \rho_x = 0,0009$

$\rho_x$  : Taux minimum d'acier en travée dans le sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

$A_{\min}$  : section minimale d'acier.

$S$  : section du béton

$A_{\min} = \rho_x \times S = 0,0009 \times (15 \times 100) = 1,35\text{cm}^2$

$2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

➤ Armature suivant y-y:  $\rho_y \geq \rho_0$

$\rho_y$  : Taux minimum d'acier en travée suivant y-y.

$A_{\min} = 0,0008 (15 \cdot 100) = 1,2 \text{ cm}^2$

$1,7 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

### b)- Diamètre des barres :

On doit vérifier que :  $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$ .

$\Phi$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$\Phi = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \longrightarrow$  condition vérifiée

### c)- Poinçonnement : [Art :A-5-2-42/BAEL91]

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul a l'ELU

$\mu_c$  : périmètre du contour.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1,2 + 1,5) = 3,8 \text{ m}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN}$

$$0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < 427,5 \text{ KN} \longrightarrow$  condition vérifiée.

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

## d)- Vérification de la contrainte tangentielle :

on doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}, \quad \text{avec } P = 90 \cdot 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,5 + 1,2} = 28,92 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,5} = 27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,92 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,241 \text{ MPa}$$

$$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167$$

$$\tau_u = 0,241 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## III-VI-7)- Vérifications a l'ELS :

### Calcul de M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub>:

A l'ELS  $\nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 90 (0,0794 + 0,2 \cdot 0,052) = 8,082 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P (M_2 + 0,2 M_1) = 90 (0,052 + 0,2 \cdot 0,0794) = 6,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul de M<sub>x2</sub> et M<sub>y2</sub>:

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \text{avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 10 = 13,75 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0632 \text{ et } \mu_y = 0,71$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0632 \times 13,75 \times 1,2^2 = 1,25 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,71 \times 1,25 = 0,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Les moments globaux:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,082 + 1,25 = 9,332 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,11 + 0,89 = 7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

➤ **Moment en travée :**  $M^t = 0,85 \text{ M}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,332 = 7,932 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7 = 5,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 9,332 = -2,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 7 = -2,1 \text{ KN.m}$$

### **III-VI-7-1)- Etat limite de fissuration :**

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

### **7-2)- Etat limite de compression du béton :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ) on doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

#### **Sens x-x :**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{9,597}{7,932} = 1,21 \rightarrow \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355$$

$$\mu_b = 0,047 \rightarrow \alpha = 0,0615 < 0,355 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{-3,384}{-2,8} = 1,21 \rightarrow \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0227 < 0,335 \rightarrow \text{Vérifié}$$

#### **Sens y-y :**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{6,195}{5,95} = 1,041 \rightarrow \frac{1,041-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

$$\mu_b = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,005 < 0,27 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{-2,187}{-2,1} = 1,041 \rightarrow \frac{1,041-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151 < 0,27 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

**III-VI 7-3)- Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de la dalle.

$M_{tu}$  : moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bonde de 1m

$A_x$  : section d'armature / ml

d : hauteur utile de la bonde.

b : largeur de la bonde égale a 1m

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{120} = 0,125$$
$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7,932}{20 \times 10,576} = 0,0375$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,125 \geq \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,0375$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,02}{100 \times 12} = 0,0025$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## IV)-Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux Types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

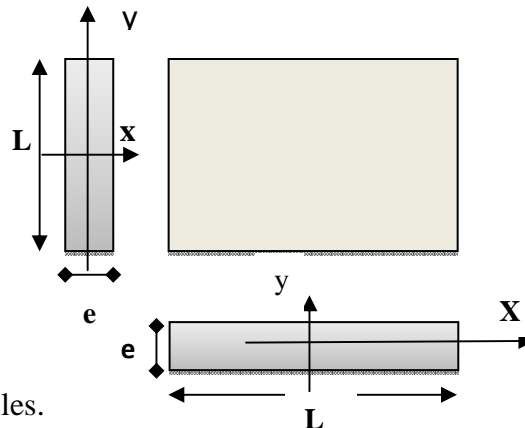
- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

## IV-I)- Caractéristiques géométriques des voiles :

### ➤ Inertie des voiles :

- *Voiles longitudinaux :*

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$



$$I_x = \frac{L e^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles.}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

- *Voiles transversaux :*

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).}$$

**IV-II)-Calcul de l'inertie des voiles :**

➤ *Sens Longitudinal :*

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
RDC-9	VL1	3.50	0 ,20	0,714	1.428
	VL2	3.50	0 ,20	0,714	

**Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux.**

➤ *Sens Transversal :*

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
RDC-9	VT1	2,0	0 ,20	0,133	<b>0.82</b>
	VT2	2,0	0 ,20	0,133	
	VT3	2,0	0 ,2	0,133	
	VT4	2,0	0 ,2	0,133	
	VT5	1.0	0 ,2	0.016	
	VT6	1.0	0 ,2	0.016	
	VT7	1.5	0 ,2	0.056	
	VT8	1.5	0 ,2	0.056	
	VT9	1.0	0,2	0.016	
	VT10	1.5	0,2	0.056	
	VT11	1.5	0,2	0.056	
	VT12	1.0	0,2	0.016	

**Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux.**

### IV-III)- Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales

En fixant l'inertie du refend à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

### IV-IV)- Calcul des flèches du refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $I = 1[m4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

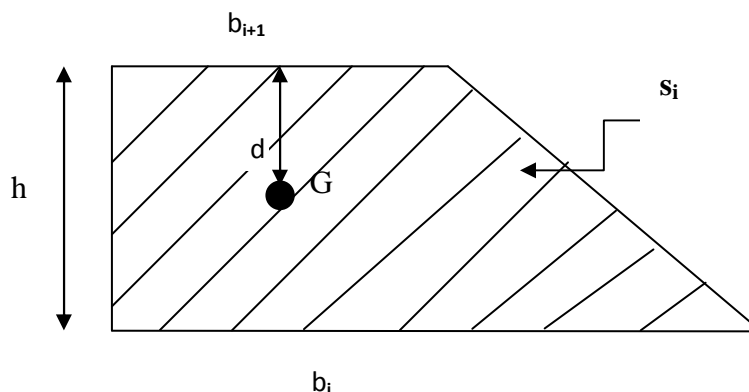
Avec :

$S_i$  : surface du trapèze.

$d_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :  $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$



*Fig. IV.1. La section de trapèze.*



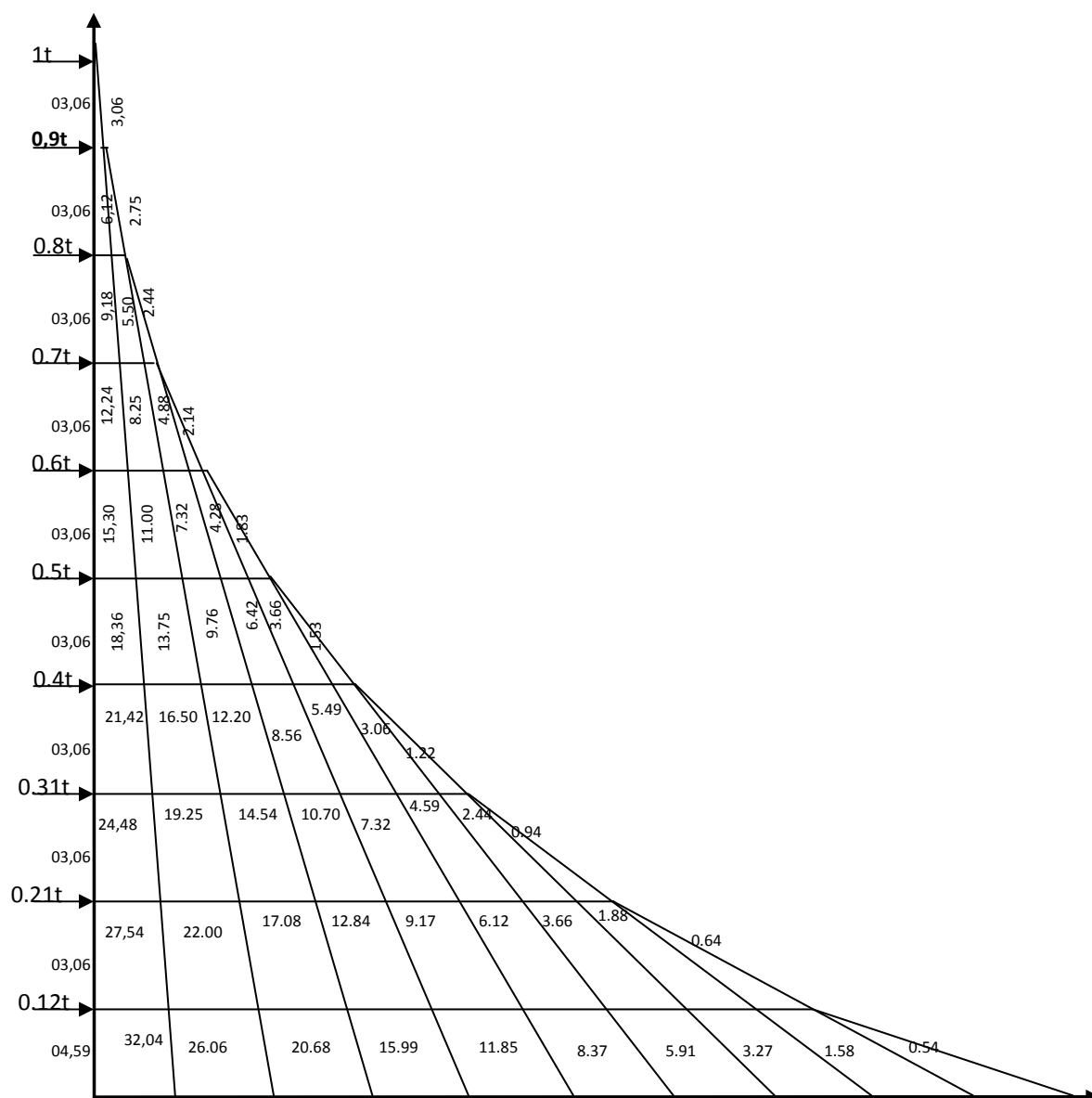


Fig .V.2 . Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires (( $S_i$ )) et la position du centre de gravite (( $d_i$ )) :

Niv	h (m)	$b_{i+1}$ (m)	$b_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$\Sigma S_i d_i = EIf_i$
9	3.06	126.28	0.00	2023.00	10.68	21605.64
8	3.06	126.28	3.06	1874.13	9.88	18516.40
7	3.06	126.28	8.85	1751.28	9.20	16111.77
6	3.06	126.28	17.12	1639.06	8.52	13964.79
5	3.06	126.28	27.51	1522.52	7.78	11845.20
4	3.06	126.28	39.73	1389.50	6.91	9601.44
3	3.06	126.28	53.48	1229.55	5.91	7266.64
2	3.06	126.28	68.45	1034.01	4.78	4942.56
1	3.06	126.28	84.36	796.21	3.52	2802.65
RDC	4.59	126.28	100.91	511.17	2.16	1104.12

**Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.**

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (S_i d_i) = \frac{21605.64}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} (S_i d_i) = \frac{18516.40}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} (S_i d_i) = \frac{16111.77}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} (S_i d_i) = \frac{13964.79}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} (S_i d_i) = \frac{11845.20}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} (S_i d_i) = \frac{9601.44}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} (S_i d_i) = \frac{7266.64}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} (S_i d_i) = \frac{4942.56}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} (S_i d_i) = \frac{2802.65}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} (S_i d_i) = \frac{1104.12}{EI}$$

**1) Déplacement des portiques :**

Le déplacement de chaque niveau :  $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » :  $\Delta_i = \sum \Delta_n$

**2) Rotation d'étage :**

$$\text{-La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau : } E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{-La rotation de chaque poteau encastré au 1<sup>er</sup> niveau : } E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

$$\text{-La rotation d'un poteau des étages courants : } E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

$$\text{Avec : } M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} \Rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} \Rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

**3) Inertie fictive :**

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

$$\text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

$I_{en}$  : Inertie fictive du portique au niveau i.

$f_n$  : flèche du refend au même niveau i.

$D_n$  : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

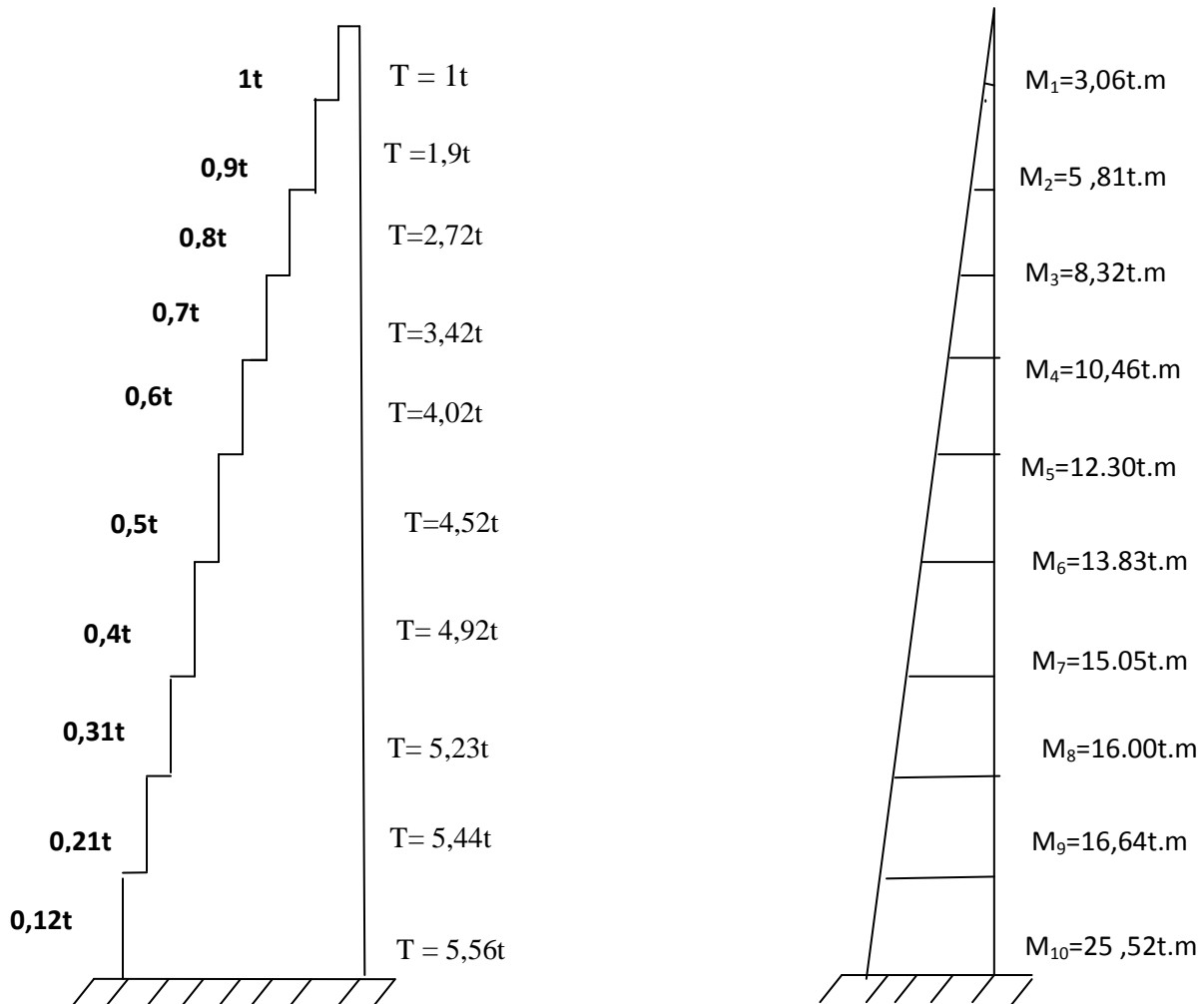


Fig. IV.4. Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

## ❖ Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux  
Sont résumées dans les tableaux qui suivent

### ➤ Sens longitudinal :

NIV	$\Sigma K_{tn}$	$\Sigma K_{pn}$	$M_n$	$M_{n+1}$ (t.m)	$E\theta_n$ (t/m)	$E\Psi_n$ (t/m)	$\Delta_i(t/m)$	$\Sigma\Delta_i(t/m)$	$f_i$ ( m )	$I_{ei}$ (m <sup>4</sup> )
9	0.0016	0.017	3.06	0.00	79.68	170.33	521.21	18369.88	21605.64	1.17
8	0.0016	0.017	5.81	3.06	230.98	327.95	1003.52	17848.67	18516.40	1.03
7	0.0016	0.017	8.32	5.81	367.96	469.29	1436.02	16845.15	16111.77	0.95
6	0.0016	0.029	10.46	8.32	489.06	570.93	1747.04	15409.13	13964.79	0.90
5	0.0016	0.029	12.30	10.46	592.70	671.92	2056.07	13662.09	11845.20	0.86
4	0.0016	0.029	13.83	12.30	680.46	882.23	2699.62	11606.02	9601.44	0.82
3	0.0016	0.040	15.05	13.83	752.08	811.69	2483.77	8906.4	7266.64	0.81
2	0.0016	0.040	16.00	15.05	808.60	862.63	2639.64	6422.63	4942.56	0.76
.1	0.0016	0.040	16.64	16.00	850.00	719.27	2200.96	3782.99	2802.65	0.74
RDC	0.0013	0.025	25.52	16.64	519.21	344.67	1582.03	1582.03	1104.12	0.69

### ➤ Sens transversal :

NIV	$\Sigma K_{tn}$	$\Sigma K_{pn}$	$M_n$	$M_{n+1}$ (t.m)	$E\theta_n$ (t/m)	$E\Psi_n$ (t/m)	$\Delta_i(t/m)$	$\Sigma\Delta_i(t/m)$	$f_i$ ( m )	$I_{ei}$ (m <sup>4</sup> )
9	0.0029	0.017	3.06	0.00	43.96	100.7	308.14	10579.59	21605.64	2.04
8	0.0029	0.017	5.81	3.06	127.44	193.70	592.72	10271.45	18516.40	1.80
7	0.0029	0.017	8.32	5.81	203.01	277.19	848.20	9678.73	16111.77	1.66
6	0.0029	0.029	10.46	8.32	269.82	328.47	1005.11	8830.53	13964.79	1.58
5	0.0029	0.029	12.30	10.46	327.01	386.56	1182.87	7825.42	11845.20	1.51
4	0.0029	0.029	13.83	12.30	375.43	434.92	1330.85	6642.55	9601.44	1.44
3	0.0029	0.040	15.05	13.83	414.94	461.88	1413.35	5311.70	7266.64	1.36
2	0.0029	0.040	16.00	15.05	446.12	490.87	1502.06	3898.35	4942.56	1.26
1	0.0029	0.040	16.64	16.00	468.96	423.69	1296.49	2396.29	2802.65	1.16
RDC	0.0036	0.025	25.52	16.64	309.09	239.61	1099.80	1099.80	1104.12	1.00

**IV-V)- Inerties moyennes des portiques :**

**Tableau Inertie moyennes sens longitudinal :**

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m <sup>4</sup> )	1.17	1.03	0.95	0.90	0.86	0.82	0.81	0.76	0.74	0.69
Imoy	0.87									

**Tableau Inertie moyennes sens transversal :**

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m <sup>4</sup> )	2.04	1.80	1.66	1.58	1.51	1.44	1.36	1.26	1.16	1.00
Imoy	1 ,48									

**IV-VI)-Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

**Tableau pourcentage des inerties sens longitudinal :**

	Imoy par niveau (m <sup>4</sup> )	% de participation
Portique	0.87	37.85 %
Voile	1.428	62.14 %
Somme	2.298	100%

**Tableau pourcentage des inerties sens transversal :**

	Imoy par niveau (m <sup>4</sup> )	% de participation
Portique	1 ,48	64.34 %
Voile	0.82	35.65 %
Somme	2.3	100 %

### ❖ Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal.

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).

### ❖ Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dûes aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dûes aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

**V)- Introduction :**

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit, et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (**MEF**), permettant le calcul automatique des divers structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (**M.E.F**), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (**M.E.F**) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à un utilisateur. Ce dernier, pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son Problème de calcul des structures et de contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**V-I)- Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de forme qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par



**V-II)-Description du logiciel ETABS:( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le logiciel 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 enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

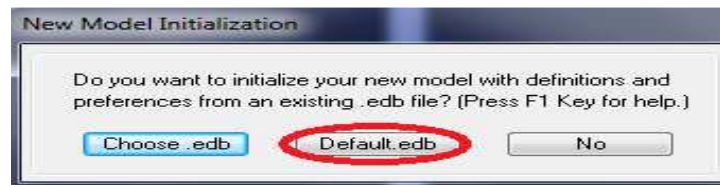
**V-III)- Etape de la modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.

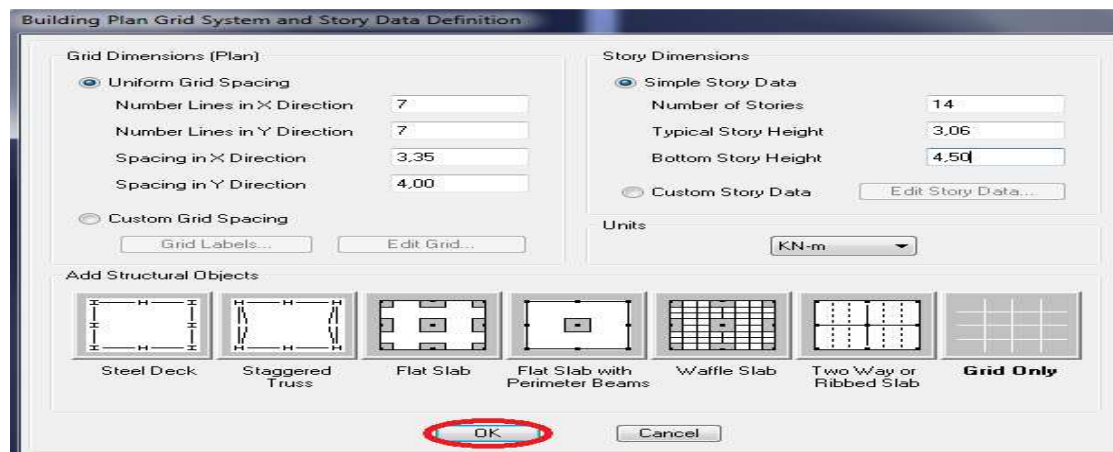
**V-III-1)-Introduction de la géométrie du modèle :**

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



On clique sur **Default.edb**



Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages (**Number of Stories**).

La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).

La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux

Suivent X : 0 ; 1.55 ; 3.5 ; 3.0 ; 3.5 ; 2.6 ; 3.5 ; 3.0 ; 3.5 ; 1.5.

Suivent Y : 0 ; 1.5 ; 4.0 ; 3.5 ; 3.0 ; 4.0 ; 1.5.

- pour modifier la hauteur d'étages .bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case « **Label** ».

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
15	ETAGE11	3.06	44.28	Yes		No	0.
14	ETAGE10	3.06	41.22	No	ETAGE11	No	0.
13	ETAGE09	3.06	38.16	No	ETAGE11	No	0.
12	ETAGE08	3.06	35.1	No	ETAGE11	No	0.
11	ETAGE07	3.06	32.04	No	ETAGE11	No	0.
10	ETAGE06	3.06	28.98	No	ETAGE11	No	0.
9	ETAGE05	3.06	25.92	No	ETAGE11	No	0.
8	ETAGE04	3.06	22.86	No	ETAGE11	No	0.
7	ETAGE03	3.06	19.8	No	ETAGE11	No	0.
6	ETAGE02	3.06	16.74	No	ETAGE11	No	0.
5	ETAGE 01	3.06	13.68	No	ETAGE11	No	0.
4	RDC	4.5	10.62	No	ETAGE11	No	0.
3	S-SOL2	3.06	6.12	No	ETAGE11	No	0.
2	S-SOL1	3.06	3.06	No	ETAGE11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows:  
 Height: 3.06 [Reset]  
 Master Story: No [Reset]  
 Similar To: NONE [Reset]  
 Splice Point: No [Reset]  
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

## a) Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparante en introduit les valeurs suivantes :

### ▪ Le béton :

- **Mass per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m3**
- **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m3**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m2**
- **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**

### ▪ Acier :

- **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression): **25000 KN/m2**
- **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m2**
- **Shear Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m2**

Define Materials

Materials: BETON, OTHER, STEEL

Click to:

[Add New Material...]  
 [Modify/Show Material...]  
 [Delete Material]

[OK] [Cancel]

Material Property Data

Material Name: BETON

Display Color: [Color Selection]

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design: Concrete

Design Property Data (ACI 318-99):

Specified Conc Comp Strength, f<sub>c</sub>: 25000  
 Bending Reinf. Yield Stress, f<sub>y</sub>: 400000  
 Shear Reinf. Yield Stress, f<sub>ys</sub>: 400000

☐ Lightweight Concrete  
 Shear Strength Reduc. Factor: [ ]

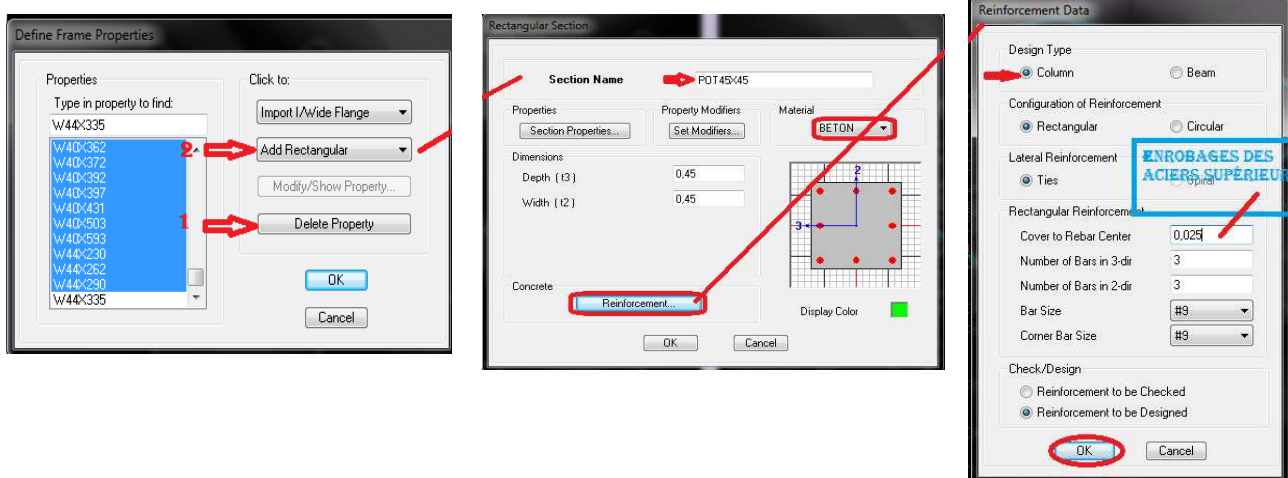
[OK] [Cancel]

## b) Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle plein, plancher,voile...)

### b-1 : poteaux et poutre : Define/ Frame Sections.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **add rectangular** pour une section d'une poutre.
- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections** on apporte les modifications inscrites dans la fenêtre



Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

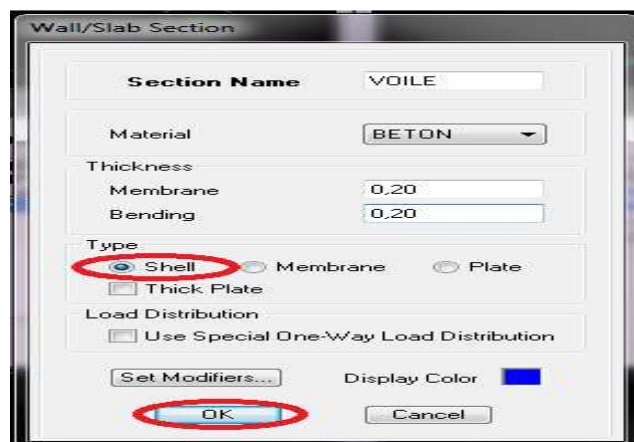
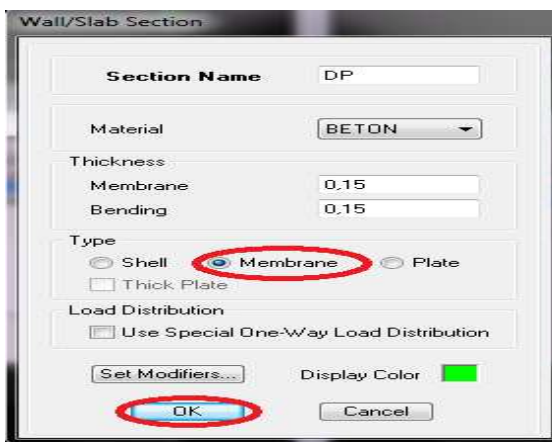
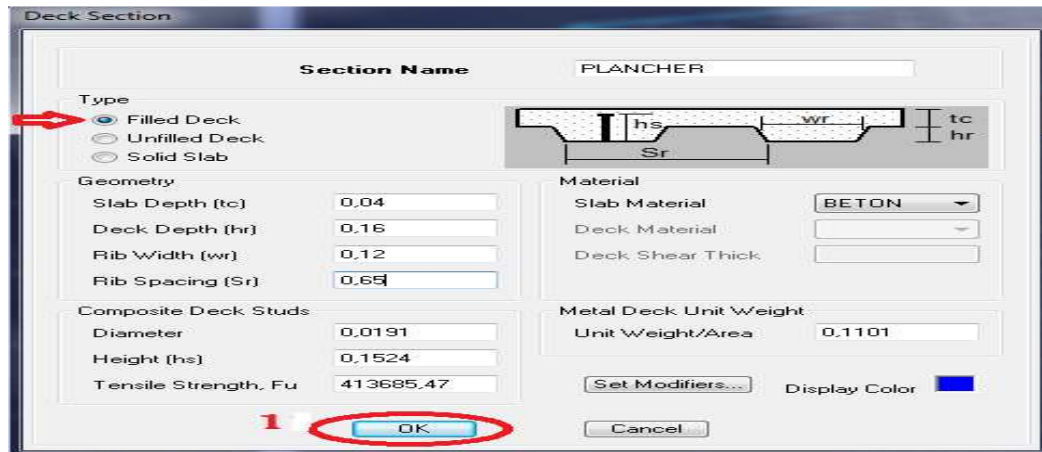
**Remarque :** Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :  
Pour les poteaux **Column**, et pour les poutres **Beam**.

### b-2 : plancher, dalle plein, voile :

**Define /Wall/Slab/Deck section** .

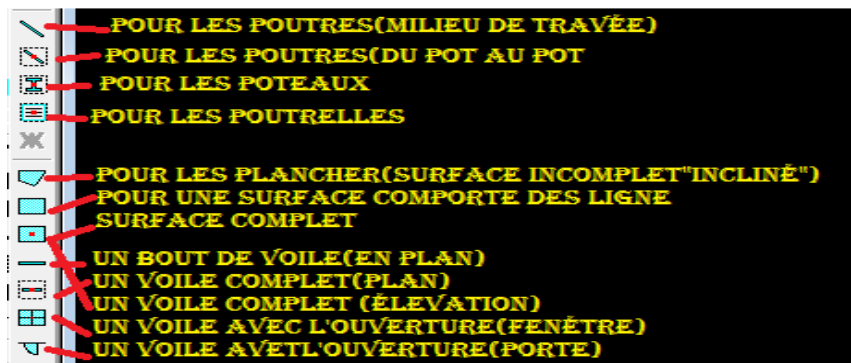
Avec : **Deck** (plancher) ; **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

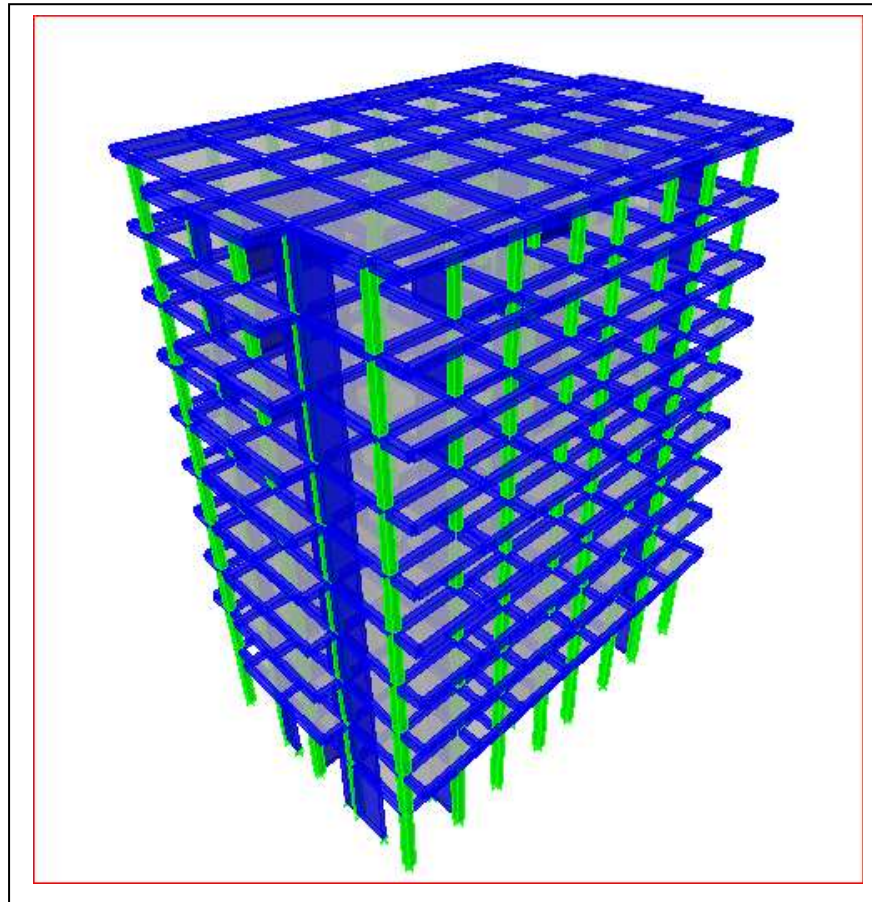
**Modify/Show section** et on apporte les modifications inscrites dans les fenêtres ci-dessous.



## c) Dessins des éléments définis:

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



**d) Chargement de la structure :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**▪ Charges statiques :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

On introduit:

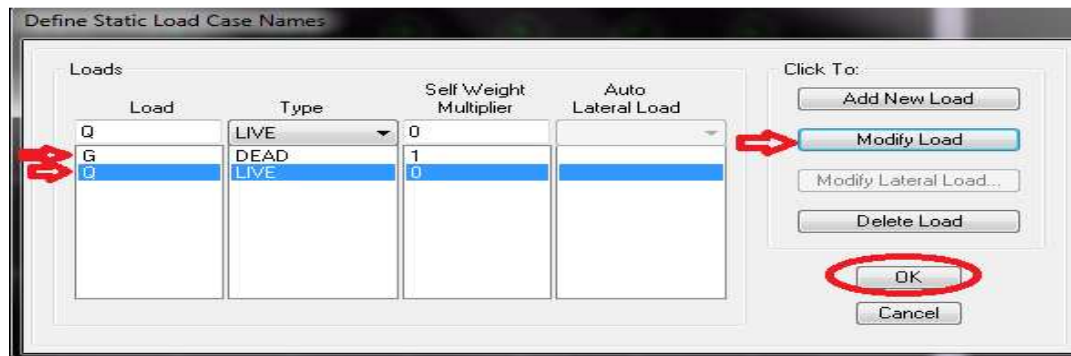
**DEAD** (G: permanente)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **1 /Modify load Load**

**LIVE** (Q: exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **0 /Modify load Load /ok**.





Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante



on apporte les modifications

inscrites dans la fenêtres ci-dessous

**Zone : II** (Zone a sismicité moyenne)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R=4** (Portiques contreventés par des voiles).

**Site : S3** (Site meuble)

**Le pourcentage de l'amortissement :  $\xi=8,5(\%)$**

**Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

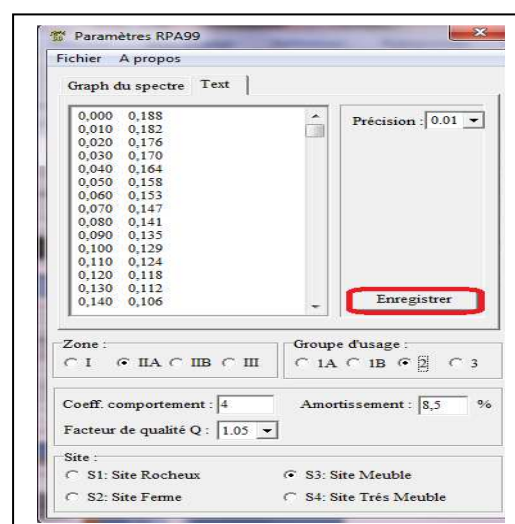
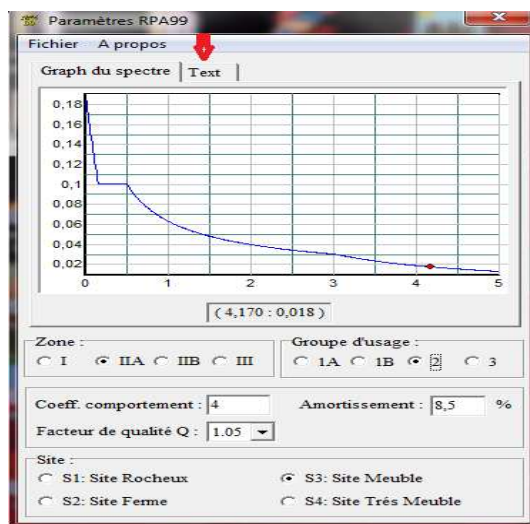
$$Q = 1 + \sum_{1}^6 pq$$

**Pq :** Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	pq	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0,05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

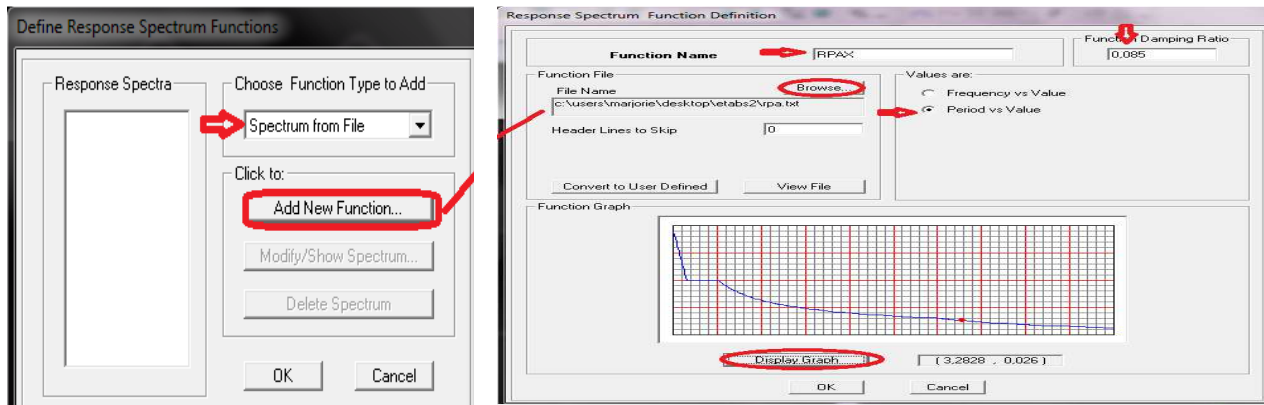
$$Q_x=Q_y=1,05$$





Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

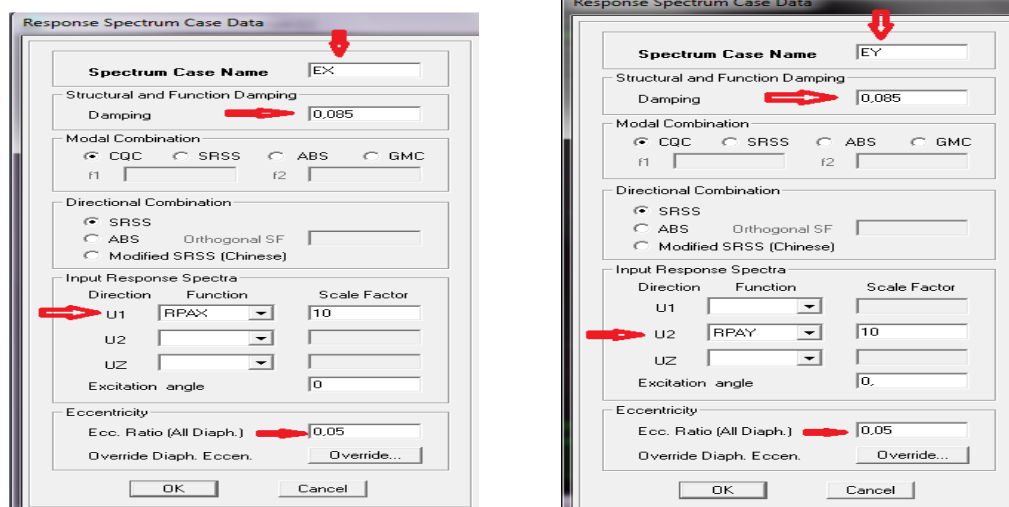
**Define / Response Spectrum function / Spectrum from file/ add Spectrum from File**



Refera la même procédure pour RPAy

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

**Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrum**



## e) Affectation des charges a la structure :

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

## Assign / Shell / Areas Loads / uniform

**F) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur:

**Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).**



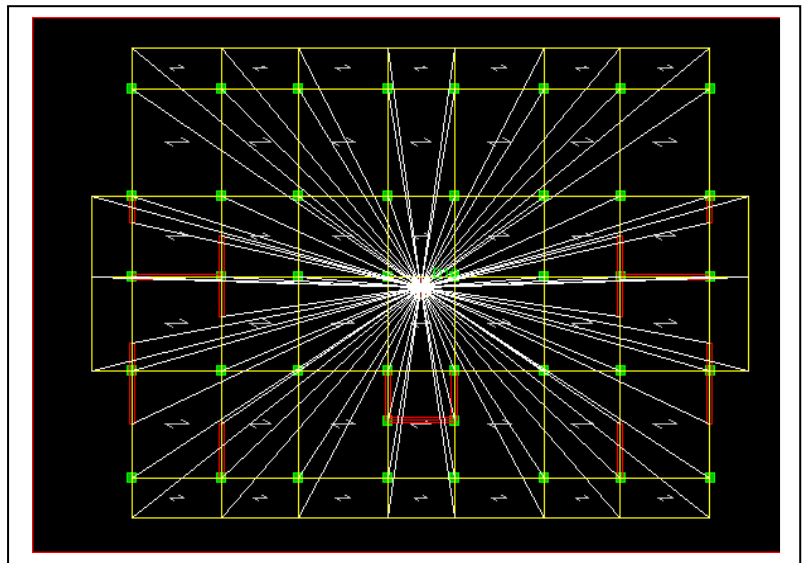
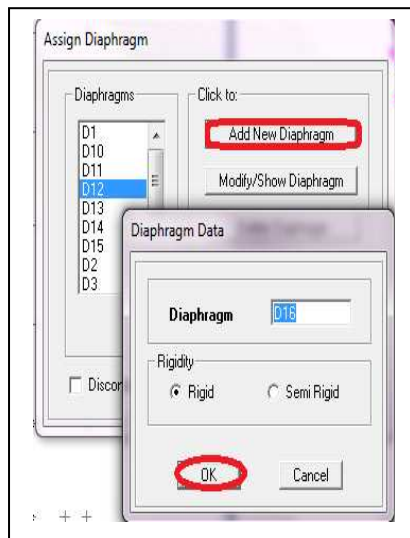
- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ..... ; D15**.



## j) Analyse et visualisation des résultats:

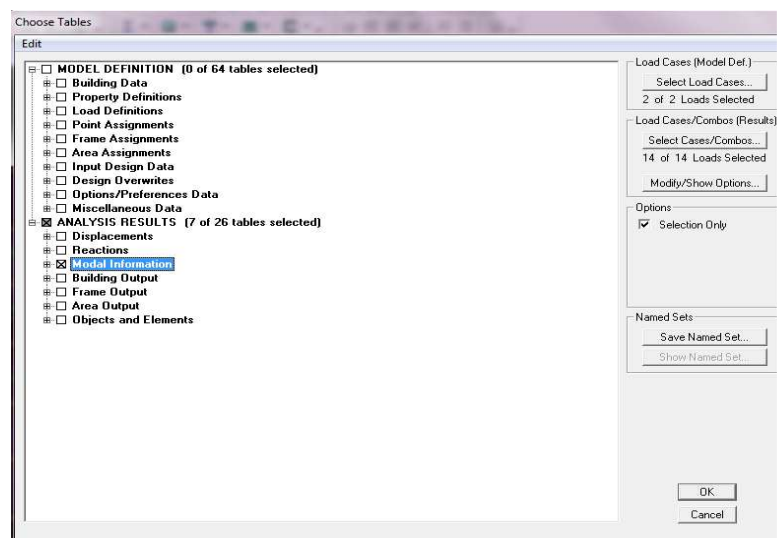
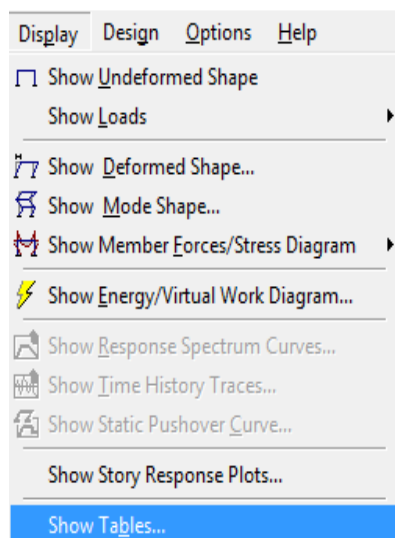
### **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

## IV-III-2) Visualisation des résultats :

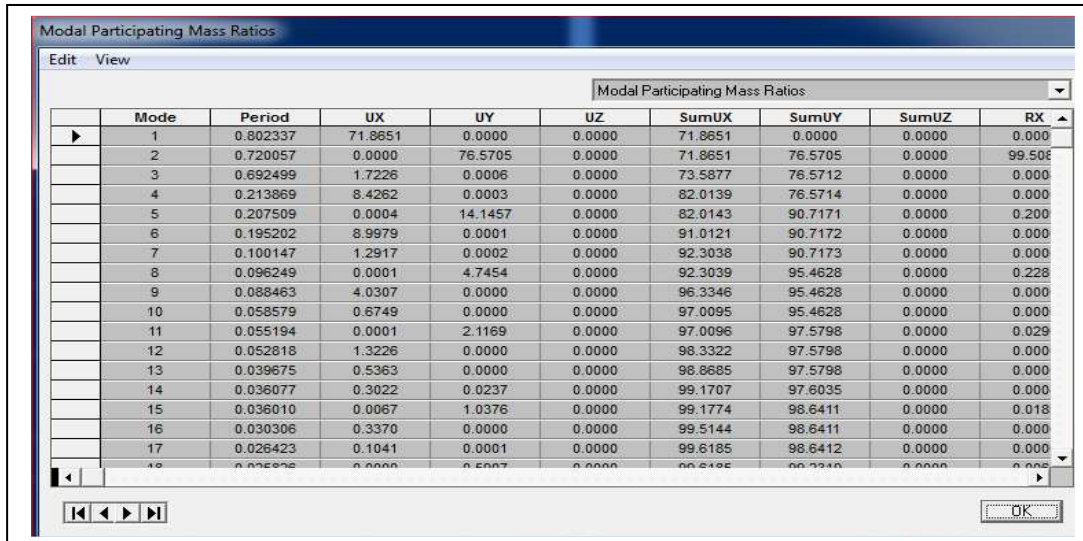
### **a) Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information** » OK .



Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant:

Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal **participating mass ratios**.



Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.802337	71.8651	0.0000	0.0000	71.8651	0.0000	0.0000	0.000
2	0.720057	0.0000	76.5705	0.0000	71.8651	76.5705	0.0000	99.508
3	0.692499	1.7226	0.0006	0.0000	73.5877	76.5712	0.0000	0.000
4	0.213869	8.4262	0.0003	0.0000	82.0139	76.5714	0.0000	0.000
5	0.207509	0.0004	14.1457	0.0000	82.0143	90.7171	0.0000	0.200
6	0.195202	8.9979	0.0001	0.0000	91.0121	90.7172	0.0000	0.000
7	0.100147	1.2917	0.0002	0.0000	92.3038	90.7173	0.0000	0.000
8	0.096249	0.0001	4.7454	0.0000	92.3039	95.4628	0.0000	0.228
9	0.088463	4.0307	0.0000	0.0000	96.3346	95.4628	0.0000	0.000
10	0.058579	0.6749	0.0000	0.0000	97.0095	95.4628	0.0000	0.000
11	0.055194	0.0001	2.1169	0.0000	97.0096	97.5798	0.0000	0.029
12	0.052818	1.3226	0.0000	0.0000	98.3322	97.5798	0.0000	0.000
13	0.039675	0.5363	0.0000	0.0000	98.8685	97.5798	0.0000	0.000
14	0.036077	0.3022	0.0237	0.0000	99.1707	97.6035	0.0000	0.000
15	0.036010	0.0067	1.0376	0.0000	99.1774	98.6411	0.0000	0.018
16	0.030306	0.3370	0.0000	0.0000	99.5144	98.6411	0.0000	0.000
17	0.026423	0.1041	0.0001	0.0000	99.6185	98.6412	0.0000	0.000
18	0.025578	0.0000	0.5007	0.0000	99.6185	99.3310	0.0000	0.000

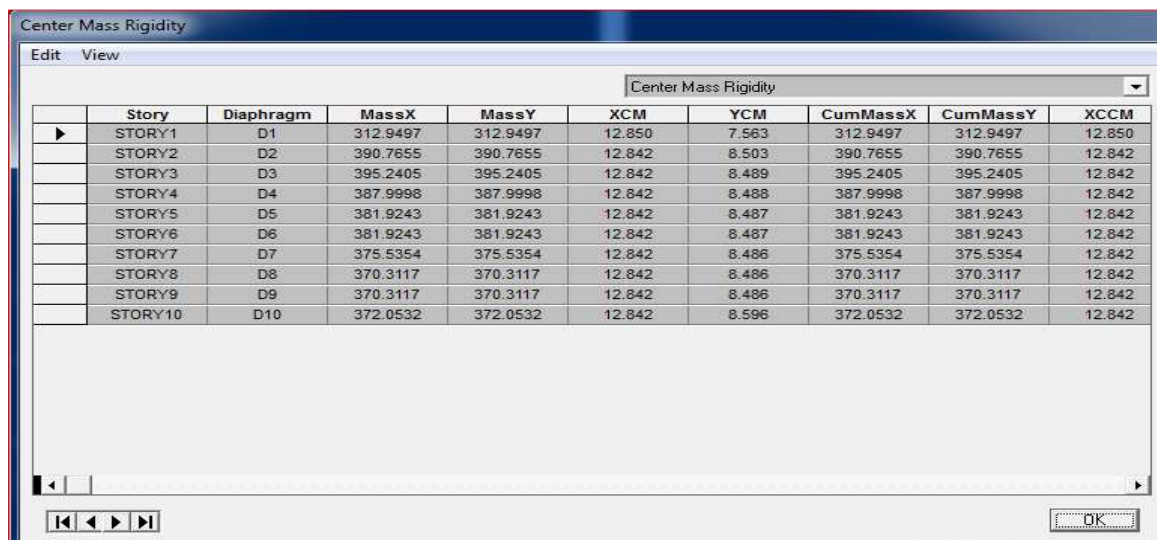
A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté

Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

## b) L'excentricité :

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables**, puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

**Analyse resultados / Bulding output / OK.**



Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY1	D1	312.9497	312.9497	12.850	7.563	312.9497	312.9497	12.850
STORY2	D2	390.7655	390.7655	12.842	8.503	390.7655	390.7655	12.842
STORY3	D3	395.2405	395.2405	12.842	8.489	395.2405	395.2405	12.842
STORY4	D4	387.9998	387.9998	12.842	8.488	387.9998	387.9998	12.842
STORY5	D5	381.9243	381.9243	12.842	8.487	381.9243	381.9243	12.842
STORY6	D6	381.9243	381.9243	12.842	8.487	381.9243	381.9243	12.842
STORY7	D7	375.5354	375.5354	12.842	8.486	375.5354	375.5354	12.842
STORY8	D8	370.3117	370.3117	12.842	8.486	370.3117	370.3117	12.842
STORY9	D9	370.3117	370.3117	12.842	8.486	370.3117	370.3117	12.842
STORY10	D10	372.0532	372.0532	12.842	8.596	372.0532	372.0532	12.842

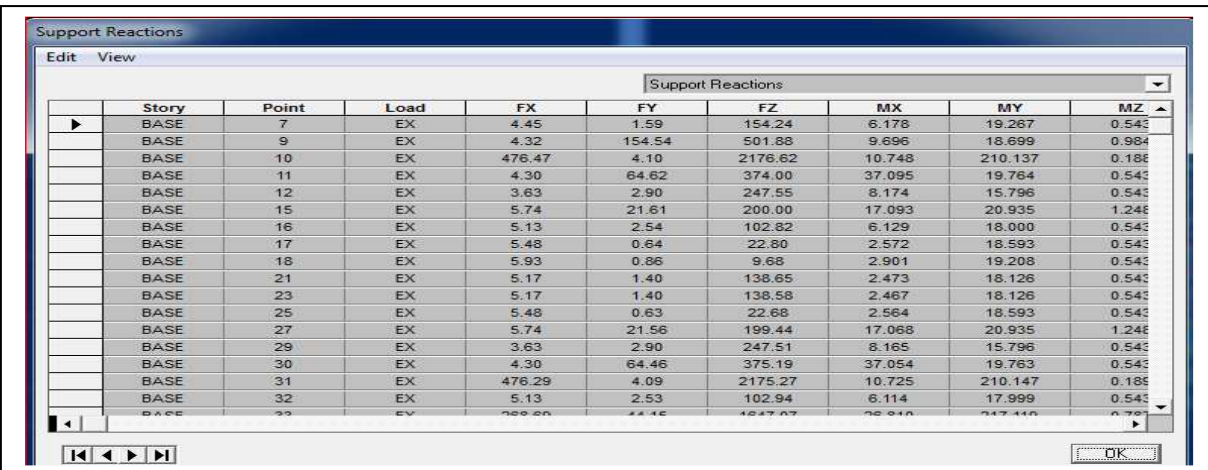
Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit Copy entire table** pour le copier à l'Excel

Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

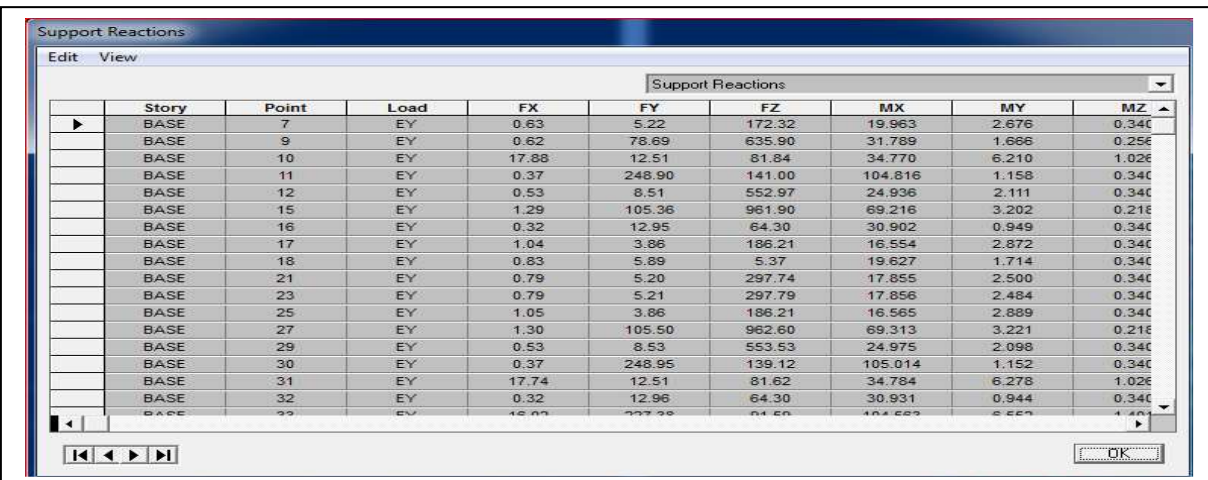
## c) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

« **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** » **OK.OK.**



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	7	EX	4.45	1.59	154.24	6.178	19.267	0.543
BASE	9	EX	4.32	154.54	501.88	9.696	18.699	0.984
BASE	10	EX	476.47	4.10	2176.62	10.748	210.137	0.186
BASE	11	EX	4.30	64.62	374.00	37.095	19.764	0.543
BASE	12	EX	3.63	2.90	247.55	8.174	15.796	0.543
BASE	15	EX	5.74	21.61	200.00	17.093	20.935	1.248
BASE	16	EX	5.13	2.54	102.82	6.129	18.000	0.543
BASE	17	EX	5.48	0.64	22.80	2.572	18.593	0.543
BASE	18	EX	5.93	0.86	9.68	2.901	19.208	0.543
BASE	21	EX	5.17	1.40	138.65	2.473	18.126	0.543
BASE	23	EX	5.17	1.40	138.58	2.467	18.126	0.543
BASE	25	EX	5.48	0.63	22.68	2.564	18.593	0.543
BASE	27	EX	5.74	21.56	199.44	17.068	20.935	1.248
BASE	29	EX	3.63	2.90	247.51	8.165	15.796	0.543
BASE	30	EX	4.30	64.46	375.19	37.054	19.763	0.543
BASE	31	EX	476.29	4.09	2175.27	10.725	210.147	0.186
BASE	32	EX	5.13	2.53	102.94	6.114	17.999	0.543



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	7	EY	0.63	5.22	172.32	19.963	2.676	0.340
BASE	9	EY	0.62	78.69	635.90	31.789	1.666	0.256
BASE	10	EY	17.88	12.51	81.84	34.770	6.210	1.026
BASE	11	EY	0.37	248.90	141.00	104.816	1.158	0.340
BASE	12	EY	0.53	8.51	552.97	24.936	2.111	0.340
BASE	15	EY	1.29	105.36	961.90	69.216	3.202	0.218
BASE	16	EY	0.32	12.95	64.30	30.902	0.949	0.340
BASE	17	EY	1.04	3.86	186.21	16.554	2.872	0.340
BASE	18	EY	0.83	5.89	5.37	19.627	1.714	0.340
BASE	21	EY	0.79	5.20	297.74	17.855	2.500	0.340
BASE	23	EY	0.79	5.21	297.79	17.856	2.484	0.340
BASE	25	EY	1.05	3.86	186.21	16.565	2.889	0.340
BASE	27	EY	1.30	105.50	962.60	69.313	3.221	0.218
BASE	29	EY	0.53	8.53	553.53	24.975	2.098	0.340
BASE	30	EY	0.37	248.95	139.12	105.014	1.152	0.340
BASE	31	EY	17.74	12.51	81.62	34.784	6.278	1.026
BASE	32	EY	0.32	12.96	64.30	30.931	0.944	0.340

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.



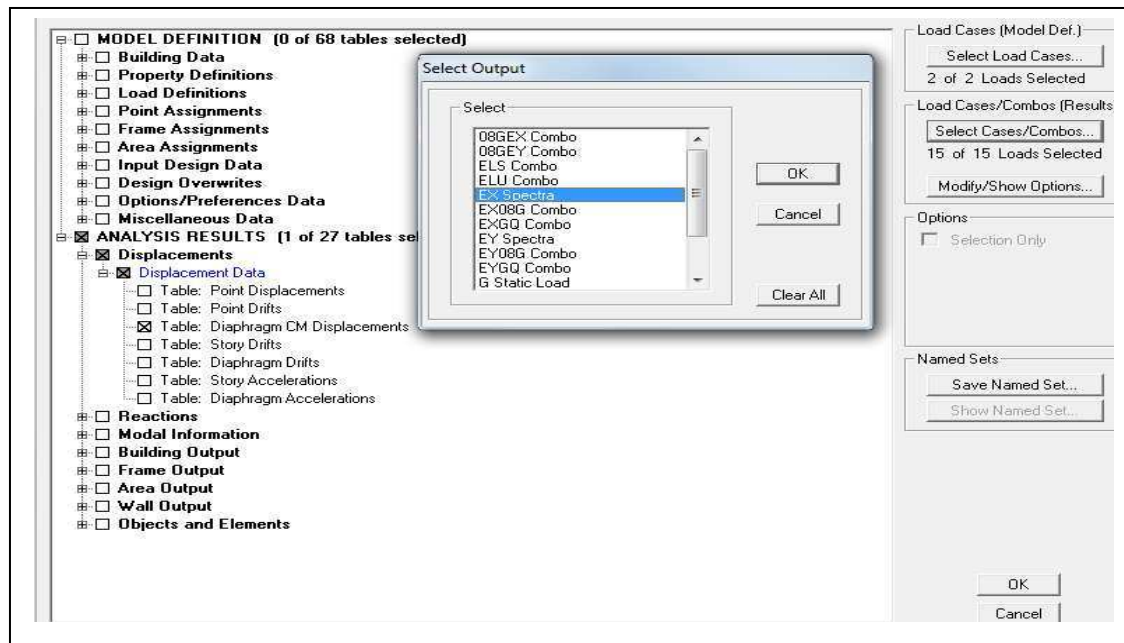
## d) justification vis-à-vis de l'effet P-P :

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show tables**

Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

**Analysis results / displacements / displacement data /**

**Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK.**



Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche qui est le suivant :

Diaphragm CM Displacements									
Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
►	STORY10	D10	EX	0.0170	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00038
	STORY9	D9	EX	0.0153	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00035
	STORY8	D8	EX	0.0134	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032
	STORY7	D7	EX	0.0115	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029
	STORY6	D6	EX	0.0095	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00025
	STORY5	D5	EX	0.0076	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00021
	STORY4	D4	EX	0.0057	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016
	STORY3	D3	EX	0.0039	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	STORY2	D2	EX	0.0023	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	STORY1	D1	EX	0.0010	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

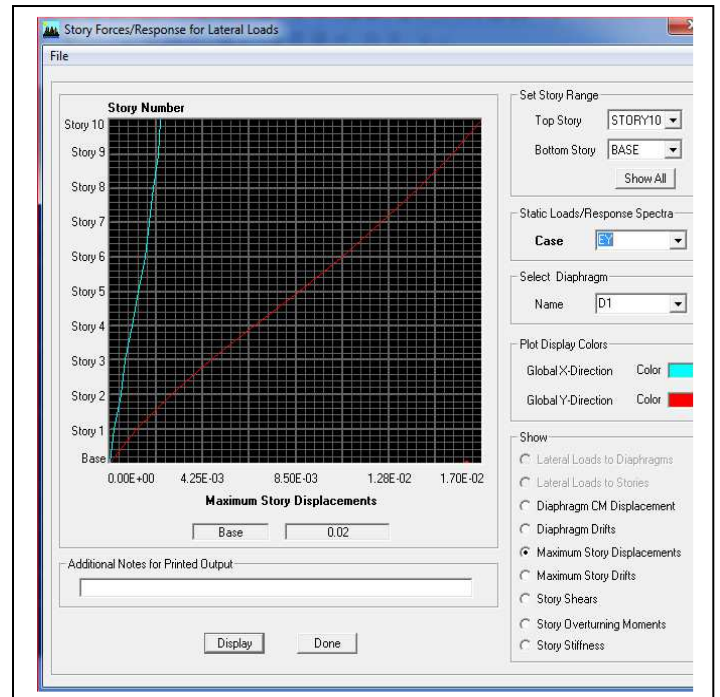
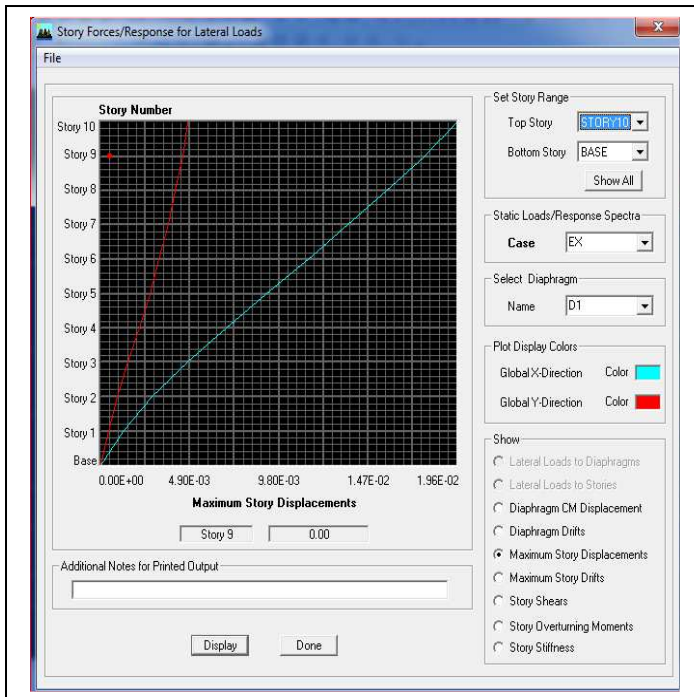
Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la comb Ey). Ou bien en sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

### **e) Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal:**

Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant :

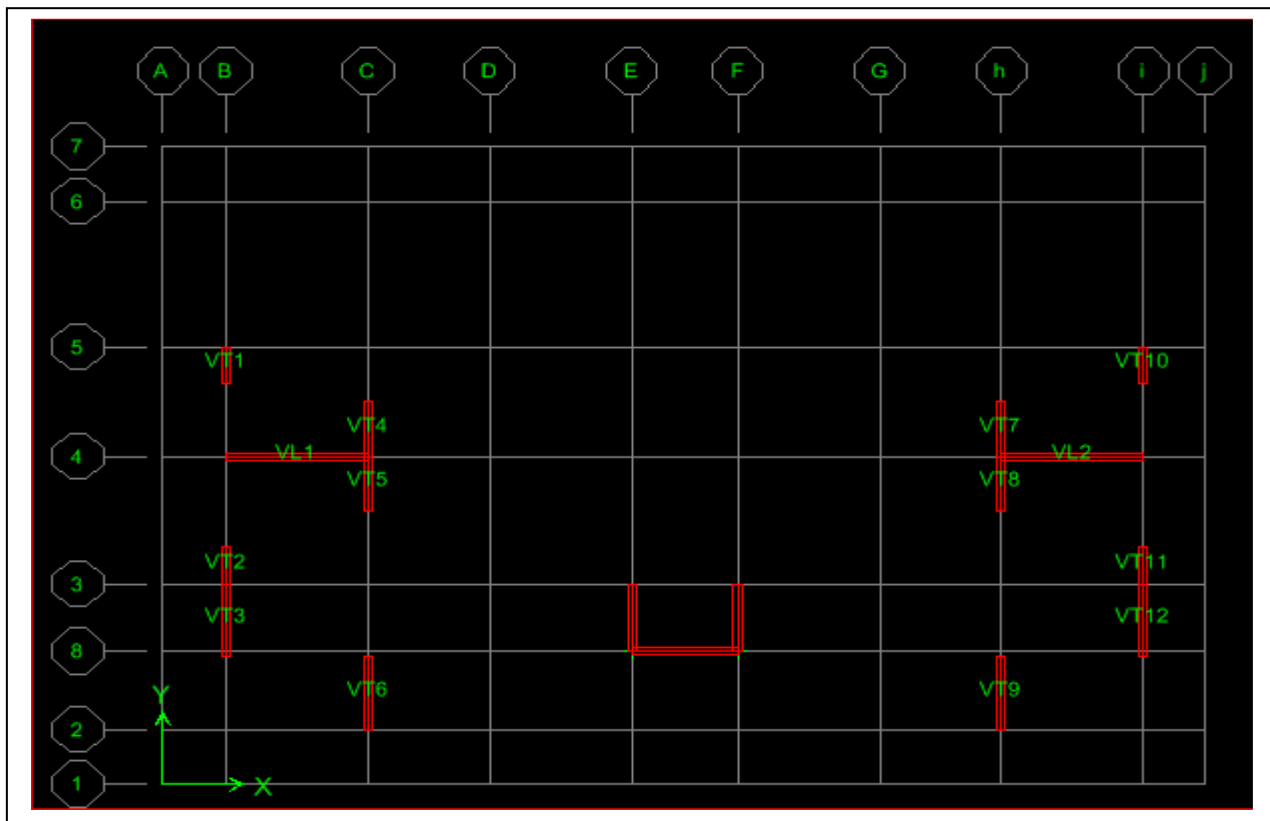
**Display / show story response plots**



**f) Etude du contreventement :**

## La disposition des voiles

**vu en plan :**





Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS .

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

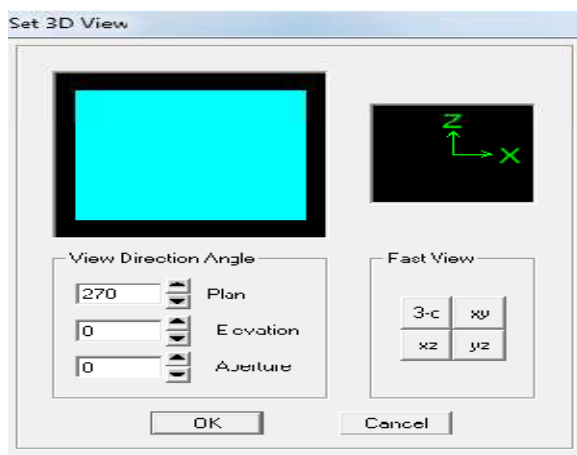
### 1<sup>ère</sup> étape :

**Display —→ show déformation shop**

Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **EX** ou **EY** dans la case **load** puis **OK**.

### 2<sup>ème</sup> étape :

**View —→ Set 3D view**



Une fois la fenêtre est affichée on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

### 3<sup>ème</sup> étape :

**Draw —→ Draw Section Cut**

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-6.4143	12.2125
End Point	25.1048	12.1259

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.3452	12.1692	0.	359.8426

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	105.8107	0.4922	42917.366	83.5049	-0.1888	-40018.5
Moment	-16713.132	-10250.417	219.0247	15644.1296	11682.2386	227.3267

Close Refresh

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donner la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donner la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le

chargement global repris par les voiles et les portiques.

Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **Left Side**

- l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).
- l'axe **2** Effort horizontale suivant (**YY**).

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

#### g) Efforts internes dans les éléments structuraux :

##### a) Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

**h) Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display**—→ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

**i) 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.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

**VI-I)-Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui Provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**VI-I-1)- Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, **leRPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI-I-2)- Méthode statique équivalente :****1- Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

**2- Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**a)** Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$  en zones **I, IIa , IIb**.

$H \leq 30\text{m}$  en zone **III**.

**b)** Le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en (**a**).

**Remarque :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

**VI-I-3)- Méthode d'analyse modale spectrale :****1- Principe de la 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.

**2- Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

-Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins **90%** de la masse totale.

**3- Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 14 niveaux (RDC+2S-Sol+11 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voile et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles pleine par un élément de type SHELL

**4- Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

**A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

$A = 0.15$  (Zone IIa, groupe d'usage 2).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$\xi(\%) = 8,5 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8,5)}} = 0,82 \geq 0,7$$

**R** : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99).

Portiques contreventés par des voiles  $\square R = 4$

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).

Site meuble (site S3)  $\square T1 = 0.15s, T2 = 0.50s$ .

**Q** : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq = 1,05 \text{ (dans les deux direction(chapitreV))}$$

## 5-la valeur du spectre réponse :

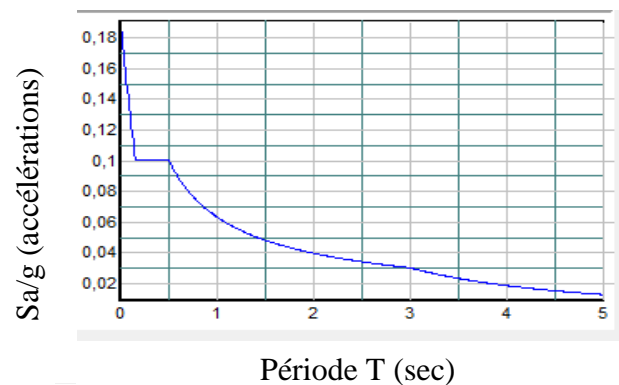


Figure VI-1 : Spectre de réponse

T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g
0,000	0.190	1,000	0.078	2,000	0.049	3,000	0.038	4,000	0.023
0,100	0.150	1,100	0.073	2,100	0.048	3,100	0.036	4,100	0.022
0,200	0.120	1,200	0.069	2,200	0.046	3,200	0.034	4,200	0.021
0,300	0.120	1,300	0.066	2,300	0.045	3,300	0.032	4,300	0.021
0,400	0.120	1,400	0.062	2,400	0.044	3,400	0.030	4,400	0.020
0,500	0.120	1,500	0.060	2,500	0.042	3,500	0.029	4,500	0.019
0,600	0.110	1,600	0.057	2,600	0.041	3,600	0.028	4,600	0.018
0,700	0.099	1,700	0.055	2,700	0.040	3,700	0.026	4,700	0.018
0,800	0.091	1,800	0.053	2,800	0.039	3,800	0.025	4,800	0.017
0,900	0.084	1,900	0.051	2,900	0.038	3,900	0.024	4,900	0.017
								5,000	0.016

## 6- Période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (**Tf**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99 V 2003** :

$$T = \min \left\{ C_t \times h_N^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_N = 32.73\text{m}$ ).

**CT** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné

par le tableau 4.6 du RPA99 ( $CT = 0.05$ ).

**D** : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

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

$$T_f = 0,05 \times 32.73^{3/4} = 0,684s$$

$$\text{sens xx: } T_f = \frac{0,09 \times 32.73}{\sqrt{22.6}} = 0,619s$$

$$\text{sensyy: } T_f = \frac{0,09 \times 32.73}{\sqrt{14.5}} = 0,773s = T_{\min}$$

$$T_f = 1,3 \times 0,802 = 1,04s$$

## 7- Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.802337	71.8651	0	0	71.8651	0	0
2	0.720057	0	76.5705	0	71.8651	76.5705	0
3	0.692499	1.7226	0.0006	0	73.5877	76.5712	0
4	0.213869	8.4262	0.0003	0	82.0139	76.5714	0
5	0.207509	0.0004	14.1457	0	82.0143	90.7171	0
6	0.195202	8.9979	0.0001	0	91.0121	90.7172	0

**Tableau VI-2 périodes et participations massiques**



**Constatations**

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir 5<sup>ème</sup> mode dans la direction de (y) et le 6<sup>ème</sup> mode dans la direction de (x).
- La période fondamentale de la structure est  $T = 0.802s \leq 1.3 T_f = 1.04s$ .

**8- Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0.80 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R} \cdot W_T \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

**-Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

## - poids de la structure(W).

Donc pour chaque niveau «i »on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'ou  $W_T = \sum_{i=1}^{15} W_i$   
 $W_{Gi}$ :Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donne par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant  $\beta = 0,20$

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel : **G+0,2Q.**

$$W_T = 36205.93 + 0,2(11264.97) = 38458.92\text{KN.}$$

## Sens transversale :

$$0,5s < 0,922s < 3,0s \rightarrow D_x = 2,5 \times 0,82(0,5/0,619)^{2/3} = 1,77$$

## Sens longitudinal :

$$0,5s < 0,83s < 3,0s \rightarrow D_y = 2,5 \times 0,82(0,5/0,773)^{2/3} = 1.58$$

## D'où :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,05}{4} \times 38458.92 = 2680.34\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,58 \times 1,05}{4} \times 38458.92 = 2392.62\text{KN}$$

- Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique

Sens	V <sub>étabs</sub>	V <sub>MSE</sub> x80%	V <sub>étabs</sub> >80% V <sub>MSE</sub>
Transversal	2153.97	2144.27	vérifiée
Longitudinal	2239.13	1914.09	vérifiée

## 9- Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)

Dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\square 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

## - Excentricité accidentelle

$$e_x = 5\%L_x = 1.13$$

$$e_y = 5\%L_y = 0.725$$

## -Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\%L_x.$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\%L_y.$$

avec : CM : centre de masse et CR centre de torsion.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	vérification
ETAGE1	12.85	7.563	12.849	7.571	-0.001	0.008	1.13	0.725	CV
ETAGE2	12.842	8.503	12.848	7.581	0.006	-0.922			
ETAGE3	12.842	8.489	12.847	7.622	0.005	-0.867			
ETAGE4	12.842	8.488	12.846	7.687	0.004	-0.801			
ETAGE5	12.842	8.487	12.845	7.764	0.003	-0.723			
ETAGE6	12.842	8.487	12.844	7.851	0.002	-0.635			
ETAGE7	12.842	8.486	12.844	7.942	0.002	-0.544			
ETAGE8	12.842	8.486	12.843	8.032	0.001	-0.454			
ETAGE9	12.842	8.486	12.843	8.12	0.001	-0.366			
ETAGE10	12.842	8.596	12.843	8.188	0.001	-0.408			

Tableau VI-3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

## 10-Justification de la sécurité :

### 10.1- Justification vis-à-vis des déformations :

#### \* Calcul des déplacements (Art 4.43/RPA99) :

**a-Le déplacement horizontal** à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement ( $R = 4$ ).

**b-Le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Story	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta k(x)$	$\Delta k(y)$	1%he	vérification
ETAGE10	0.017	0.0137	0.085	0.0685	0.0085	0.0055	0,0306	Toutes les conditions sont vérifiées
ETAGE9	0.0153	0.0126	0.0765	0.063	0.0095	0.006	0,0306	
ETAGE8	0.0134	0.0114	0.067	0.057	0.0095	0.007	0,0306	
ETAGE7	0.0115	0.01	0.0575	0.05	0.01	0.0075	0,0306	
ETAGE6	0.0095	0.0085	0.0475	0.0425	0.0095	0.008	0,0306	
ETAGE5	0.0076	0.0069	0.038	0.0345	0.0095	0.008	0,0306	
ETAGE4	0.0057	0.0053	0.0285	0.0265	0.009	0.008	0,0306	
ETAGE3	0.0039	0.0037	0.0195	0.0185	0.008	0.0075	0,0306	
ETAGE2	0.0023	0.0022	0.0115	0.011	0.0065	0.0065	0,0306	
ATAGE1	0.001	0.0009	0.005	0.0045	0.005	0.0045	0,0459	

Tableau VI-4 Vérification les déplacements relatifs

## c-Deplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivant :

$$\delta_{\max} = 0,0249\text{m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{45,38}{500} = 0,09\text{m} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Avec : **f** : La flèche admissible.

**H<sub>t</sub>**: La hauteur totale du bâtiment.

## 10.2-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet **P- Delta**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{v_k h_k} \leq 0,1$$

**P<sub>k</sub>** :Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k ».

**v<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k »par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k

« sens transversal »					
Story	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (x)	v(x)	V <sub>k</sub> (x) x h <sub>k</sub>	θ(x)
ETAGE10	3720.532	0.0085	471.35	1442.331	0.02192598
ETAGE9	3703.117	0.0095	822.21	2515.9626	0.01398257
ETAGE8	3703.117	0.0095	1101.22	3369.7332	0.01098935
ETAGE7	3755.354	0.01	1339.36	4098.4416	0.00916288
ETAGE6	3819.243	0.0095	1545.95	4730.607	0.0076698
ETAGE5	3819.243	0.0095	1720.84	5265.7704	0.00689031
ETAGE4	3879.998	0.009	1868.62	5717.9772	0.00610705
ETAGE3	3952.405	0.008	1990.66	6091.4196	0.00519078
ETAGE2	3907.655	0.0065	2084.74	6379.3044	0.00398159
ATAGE1	3129.497	0.005	2135.97	9804.1023	0.00159601

		« sens longitudinal »			
Story	Pk(KN)	$\Delta k(y)$	VY	Vk(y) x hk	$\theta(y)$
ETAGE10	3720.532	0.0055	467.83	1431.5598	0.32679739
ETAGE9	3703.117	0.006	822.55	2517.003	0.32679739
ETAGE8	3703.117	0.007	1121.91	3433.0446	0.32679739
ETAGE7	3755.354	0.0075	1384.82	4237.5492	0.32679739
ETAGE6	3819.243	0.008	1614.93	4941.6858	0.32679739
ETAGE5	3819.243	0.008	1809.29	5536.4274	0.32679739
ETAGE4	3879.998	0.008	1971.02	6031.3212	0.32679739
ETAGE3	3952.405	0.0075	2100.28	6426.8568	0.32679739
ETAGE2	3907.655	0.0065	2194.15	6714.099	0.32679739
ETAGE1	3129.497	0.0045	2239.13	10277.6067	0.21786492

Tableau IV.4 Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

### 11- Justification du système de contreventement

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

Effort repris par les voiles et les portiques: **Tt=2135.9662KN**

Effort repris par les voiles uniquement: **Tv=1938.4876 KN**

**Le pourcentage d'efforts repris par les voiles uniquement :**

$$\begin{array}{lcl} T_{\text{total}}=2135.9662 \text{ KN} & \longrightarrow & 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 1938.4876 \text{ KN} & \longrightarrow & x \% \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{lcl} T_{\text{total}}=2135.9662 \text{ KN} \\ T_{\text{voiles}} = 1938.4876 \text{ KN} \end{array}} \right\} = 90.75\%$$

**Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :**

$$T_{\text{portiques}}=100-90,75=9.25\%.$$

**Sens X-X :**

Effort horizontale repris par les portiques = 9.25%.

Effort horizontale repris par les voiles = 90.75%.

**Sens Y-Y :**

Effort horizontale repris par les portiques = 8.72%.

Effort horizontale repris par les voiles = 91.28%.

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées:

Le pourcentage de participation massique est vérifié.

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

L'effort tranchant a la base est vérifié.

L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

**VI-II)-Introduction :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

**VI-II-1)-Caractéristique de la structure :**

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation et service . Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

**VI-II-2)-Vérification de la période :****❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :**

\* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculé par des méthodes analytique ou numérique.

\* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

**Avec : C<sub>T</sub> = 0.05**

**L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 32.13^{3/4} = \mathbf{0.67 \text{ sec.}}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.67 = 0.87 sec > T<sub>ETABS</sub> = 0.8020 sec ..... condition vérifiée.**



Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.802337	71.8651	0	0	71.8651	0	0
2	0.720057	0	76.5705	0	71.8651	76.5705	0
3	0.692499	1.7226	0.0006	0	73.5877	76.5712	0
4	0.213869	8.4262	0.0003	0	82.0139	76.5714	0
5	0.207509	0.0004	14.1457	0	82.0143	90.7171	0
6	0.195202	8.9979	0.0001	0	91.0121	90.7172	0

**Tableau 1 : Période et participation massique :**

### **VI-II-3)-Vérification de l'effort tranchant à la base :**

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

- ❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

**p<sub>q</sub>** : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

#### **➤ Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. P<sub>x</sub> = 0.00**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. P<sub>y</sub> = 0.00**

➤ **Régularité en plan**• **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

**Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée  $p_q = 0.05$**

➤ **Condition de régularité en élévation :**• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge est transmise directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003**.

**Valeur des pénalités :**

Critère (q)	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	<b>0</b>	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

**Tableau 2 :**

$$Q=1+\Sigma 6q =1+0.05 = 1.05$$

**Conclusion :**

Vu que notre structure est irrégulière en plan, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, alors on passe la méthode dynamique modale spectrale.

❖ **Détermination des coefficients : R, A, D et W :**

**R :** coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99) en fonction du système de contreventement.

**A :** coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 3.
- Zone sismique : IIa.

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  ».
- La période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

**T<sub>2</sub> :** Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **meuble** (site3) ..... **T<sub>2</sub>= 0.5 seconde** .

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

$\varepsilon(\%)$  : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4.2 RPA/99).....  $\varepsilon(\%) = 10 \%$ .

$\eta = 0.76 > 0.70$  .....**vérifié.**

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1.56$$

**T** : La période fondamentale de la structure.

**T** =  $C_T h_N^{3/4}$  . (La formule empirique (4-6) du RPA.) En seconde.

**Avec :**

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**h<sub>N</sub> = 32.13 m.**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du **système de contreventement**, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

❖ Les valeurs de A, D, R, C<sub>T</sub> et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.10	Tableau 4.1
Période caractéristique T <sub>2</sub>	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C <sub>T</sub>	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.56	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.05	Formule 4.4

**Tableau 3 :**

**W** : Le poids total de la structure déterminé par **l'ETABS 9.1.4.**

**W =25913.24 KN.**

➤ **Application numérique :**

$$V_x = V_y = 848.92 \text{ KN}$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :**

$$\begin{cases} V_x = 2617.12 \text{ KN} \\ V_y = 2879.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2617.12 > 80\% V_x = 679.136 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2879.21 > 80\% V_y = 679.136 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}}$ ... l'article **4.3.6** du RPA99 version 2003 **est vérifié**.

**VI-II-4)-Pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par de modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **90 %** au moins de la **masse totale** de la structure. (Article **4.3.4** RPA99 version 2003).

**VII )-Ferraillage des poutres****Introduction :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

➤ **Les combinaisons de calcul :**

- $1.35G+1.5Q$  (ELU).
- $G + Q$  (ELS).
- $G + Q \pm E$  (RPA 99 révisé en 2003).
- $0.8G \pm E$  (RPA 99 révisé en 2003).

**VII-I)-Recommandation de RPA version 2003 :**

❖ Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section :

Poutres principales PP :  $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS :  $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- la longueur de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa).

➤ **Poutres principales pp :**

- Zone courante :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$ .
- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$ .

➤ **Poutre secondaire Ps :**

- Zone courante :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$ .
- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$ .

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times s_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

$\phi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII-II)-Etapes de calcul de ferraillage :**

❖ Calcul du moment réduit ( $\mu$ ):

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Pour les Fe400

Si  $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée.

Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée.

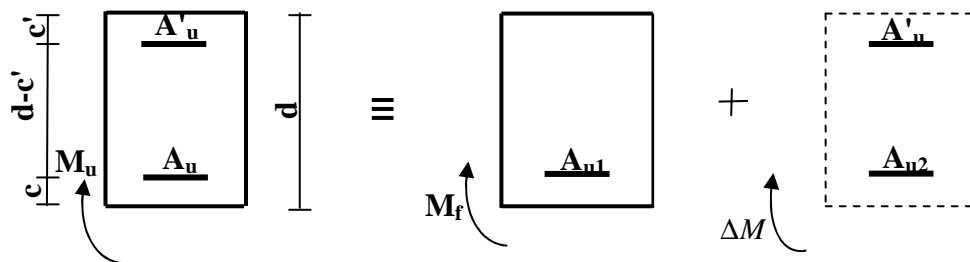
➤ Section sans armatures comprimées ( $A'_u = 0$ )

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ Section avec armatures comprimées ( $A'_u \neq 0$ )

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$A_u$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_u$  : La section supérieure la plus comprimée.

$$M_u = M_f + \Delta M$$

$$M_f = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc} \text{ et } \Delta M = M_u - M_f$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \\ A'_u = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$



**VII-III)-Ferraillage des poutres :**

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

**VII-III-1)-Etude des poutres secondaires PS:**

❖ Ferraillage en travée :

Ferraillage des PS en travée							
Niveaux	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	Obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage1	28.744	0.065	SSA	2.67	6	3HA14	4.62
Etage2	42.471	0.097	SSA	4.02	6	3HA14	4.62
Etage3	51.474	0.117	SSA	4.92	6	3HA14	4.62
Etage4	55.367	0.126	SSA	5.33	6	3HA14	4.62
Etage5	58.133	0.133	SSA	5.62	6	3HA14	4.62
Etage6	61.452	0.140	SSA	5.94	6	3HA14	4.62
Etage7	58.874	0.134	SSA	5.69	6	3HA14	4.62
Etage8	55.433	0.127	SSA	5.34	6	3HA14	4.62
Etage9	57.041	0.130	SSA	5.50	6	3HA14	4.62
Etage10	42.818	0.098	SSA	4.05	6	3HA14	4.62

**Tableau 1: Ferraillage des poutres secondaire en travée.**

❖ Ferraillage aux appuis :

Ferraillage des PS aux appuis							
Niveaux	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	Obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage1	-34.080	0.078	SSA	3.19	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage2	-48.555	0.111	SSA	4.64	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage3	-58.426	0.133	SSA	5.65	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage4	-64.239	0.147	SSA	6.27	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage5	-69.615	0.159	SSA	6.85	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage6	-72.790	0.166	SSA	7.19	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage7	-72.391	0.165	SSA	7.14	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage8	-71.958	0.164	SSA	7.10	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage9	-72.159	0.165	SSA	7.12	6	3HA14+3HA12	8.01
Etage10	-64.864	0.148	SSA	6.33	6	3HA14+3HA12	8.01

**Tableau 2: Ferraillage des poutres secondaires aux appuis**

**Conclusion :**

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

- Du 1<sup>er</sup> jusqu'au 10<sup>ème</sup> étage :

En travées : 3HA14.

Aux appuis: 3HA14 +3HA12.

**❖ Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :**

- **condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \times d \times f_t \times 28}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Exigences du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers transversaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

La section minimale adoptée est égale : 3HA14+3HA14+3HA12= 12.63 cm<sup>2</sup>, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

**VII-III-2) Ferrailage des poutres principales PP:**

❖ Ferrailage en travée :

Niveaux	Ferrailage des PP aux appuis						
	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu_b$	Obs	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage1	36.104	0.061	SSA	2.89	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage2	44.726	0.076	SSA	3.61	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage3	49.085	0.084	SSA	3.98	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage4	49.746	0.085	SSA	4.04	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage5	48.03	0.082	SSA	3.89	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage6	47.779	0.081	SSA	3.85	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage7	42.605	0.073	SSA	3.43	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage8	36.15	0.062	SSA	2.90	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage9	34.58	0.059	SSA	2.77	6	3HA16+2HA12	8.29
Etage10	28.138	0.048	SSA	2.24	6	3HA16+2HA12	8.29

**Tableau 3: Ferrailage des poutres principales en travée.**

❖ Ferrailage aux appuis :

Niveaux	Ferrailage des PP aux appuis						
	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu_b$	Obs	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage1	-53.507	0.091	SSA	4.36	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage2	-68.626	0.117	SSA	5.68	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage3	-83.038	0.142	SSA	6.98	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage4	-68.519	0.117	SSA	5.68	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage5	-89.343	0.153	SSA	7.57	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage6	-89.269	0.153	SSA	7.57	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage7	-85.79	0.147	SSA	7.25	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage8	-82.742	0.141	SSA	6.96	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage9	-79.619	0.136	SSA	6.67	6	3HA16+3HA12	9.42
Etage10	-73.733	0.126	SSA	6.14	6	3HA16+3HA12	9.42

**Tableau 4: Ferrailage des poutres principales aux appuis**

**Conclusion :**

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

- Du 1<sup>er</sup> jusqu'au 10<sup>ème</sup> étage :

En travée : 3HA16 + 2HA12.

En appui : 3HA16 + 3HA12.

**❖ Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires :**

- **condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

**❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

La section adoptée est égale à 17.71 cm<sup>2</sup>, elle est supérieure à la section minimale exigée par le règlement.

**VII-III-3)-Vérification à L'ELU :****❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles : (BAEL91.art A.5.1)**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec :  $T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Poutres principales PP :**

$$\tau_u = \frac{70.42 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.63 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{55.57 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.50 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

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

➤ **Poutres principales PP:**  $\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Poutres secondaires PS :**  $\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91art 5.1.32) :**

$$T_U \leq \bar{T}_U = 0.4 \times \left( \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$T_u = 70.42 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left( \frac{0.9 \times 37 \times 30 \times 2.5}{1.5} \right) = 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$T_u = 55.57 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left( \frac{0.9 \times 32 \times 30 \times 2.5}{1.5} \right) = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ Appuis de rive : (Art A5.1.312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

- Poutres secondaires PS

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{55.57}{34.8} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- Poutres principales PP :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{70.42}{34.8} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Appuis intermédiaires : (Art A 5.1, 32 / BAEL9) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0.9 V_u \times d$ , on doit prolonger au delà du bord d'appui (cote travée) et y ancrer une section d'armatures supérieur à:

$$A_s \geq \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

$$\text{Si : } \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

- Poutres principales PP :

$$\left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left( 70.42 - \frac{4974.6}{0.9 \times 37} \right) = -78.96 \text{ cm}^2 < 0$$

- Poutres secondaires PS :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) = (53.75 - \frac{5887.4}{0.9 \times 32}) = -150.67 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.1.3)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

D'où  $U_i$  : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à hautes adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales PP :**

➤ **Aux appuis : 3HA16 + 3HA12**  $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 1.2 \times 3.14) = 26.37 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{70.42 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.7} = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées : 3HA16 + 2HA12**  $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.6 \times 3.14) + (2 \times 1.2 \times 3.14) = 22.60 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{70.42 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

➤ **Aux appuis : 3HA14 + 3HA12**  $\Rightarrow \sum U_i = (3 \times 1.4 + 3 \times 1.2) \times 3.14 = 24.50 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{55.57 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 245} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées : : 3HA14**  $\Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.18 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{55.57 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.8} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ❖ Longueur de scellement droit des barres : (art A.6.1.23/BAEL 91)

On définit la longueur de scellement droit  $l_s$  comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

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

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet ( $L_c$ ) est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

- Pour les HA12 :  $l_s = 17.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA14 :  $l_s = 20.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA16 :  $l_s = 23.00 \text{ cm}$ .

### ❖ Calcul des armatures transversales :

**Diamètre des aciers:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L \max}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section de la poutre va contenir 1cadre et 1étrier ce qui donne la section d'armatures transversale égale à :



$$A_t = \frac{4 \times \pi \times \phi_t^2}{4} \Rightarrow A_t = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_t = 4\text{HA8}$$

## ❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

### Espacement des aciers :

Selon le RPA99 (art 7.4.22) [2], l'espacement entre les armatures transversales est :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

## ❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ Mpa}$$

### Poutres principales PP :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{70.42}{30 \times 37} = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{55.57}{30 \times 32} = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII-IV)-Vérification à L'ELS :****❖ Vis-à-vis de la durabilité de la structure:****➤ État limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**➤ Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ .

Contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\beta_1 \text{ et } K_1 : \text{sont obtenues à l'aide du coefficient } \rho_1 \text{ avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$\sigma_s$  : contrainte de traction des aciers.

$A_{st}$  : armatures adoptées à l'ELU

## ❖ Poutres principales :

## ➤ Vérification en travées :

$$\rho_1 = 0.543 \Rightarrow K_1 = 30.54 \text{ et } \beta_1 = 0.8902$$

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des PP							
Niveau	M <sub>s</sub> KN.cm	A <sub>u</sub> en cm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> en KN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>s</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	Observation
Etage1	1968	6.03	9.91	0.32	34.8	1.5	vérifiée
Etage2	1684		8.48	0.27			
Etage3	1694		8.53	0.27			
Etage4	1714		8.63	0.28			
Etage5	1756		8.84	0.28			
Etage6	1768		8.9	0.29			
Etage7	1802		9.07	0.29			
Etage8	1854		9.33	0.30			
Etage9	1867		9.4	0.30			
Etage10	2037		10.25	0.33			

**Tableau 5 : Vérification des contraintes en travée à l'ELS pour les PP**

## ➤ Vérification aux appuis :

$$\rho_1 = 0.8486 \Rightarrow K_1 = 23.32 \text{ et } \beta_1 = 0.8695$$

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PP							
Niveau	M <sub>s</sub> KN.cm	A <sub>u</sub> en cm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> en KN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>s</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	Observation
Etage1	2493	9.42	8.22	0.35	34.8	1.5	vérifiée
Etage2	2342		7.72	0.33			
Etage3	2476		8.17	0.35			
Etage4	2680		8.84	0.37			
Etage5	3037		10.02	0.42			
Etage6	3256		10.74	0.46			
Etage7	3413		11.26	0.48			
Etage8	3693		12.18	0.52			
Etage9	3826		12.62	0.54			
Etage10	3874		12.78	0.55			

**Tableau 6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS pour les PP**

## ❖ Poutres secondaires :

## ➤ Vérification en travées :

$$\rho_1=0.4162 \Rightarrow K_1=35.90 \text{ et } \beta_1=0.9018$$

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des PS							
Niveau	M <sub>s</sub> KN.cm	A <sub>u</sub> en cm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> en KN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>s</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	Observation
Etage1	2874	4.62	21.55	0.60	34.8	1.5	vérifiée
Etage2	4277		23.08	0.64			
Etage3	5147		38.6	1.07			
Etage4	5536		41.52	1.15			
Etage5	5813		43.60	1.21			
Etage6	6145		46.09	1.28			
Etage7	5887		44.15	1.22			
Etage8	5543		41.57	1.15			
Etage9	5704		42.78	1.19			
Etage10	4281		32.11	0.89			

**Tableau 7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS**

## ➤ Vérification aux appuis :

$$\rho_1=0.8342 \Rightarrow K_1=23.32 \text{ et } \beta_1=0.8695$$

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PS							
Niveau	M <sub>s</sub> KN.cm	A <sub>u</sub> en cm <sup>2</sup>	σ <sub>s</sub> en KN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>s</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ̄ <sub>bc</sub> KN/cm <sup>2</sup>	Observation
Etage1	3408	8.01	15.29	0.65	34.8	1.5	vérifiée
Etage2	4855		21.78	0.93			
Etage3	5842		26.21	1.12			
Etage4	6423		28.81	1.23			
Etage5	6961		31.23	1.33			
Etage6	7279		32.66	1.40			
Etage7	7239		32.48	1.39			
Etage8	7195		32.28	1.38			
Etage9	7215		32.37	1.38			
Etage10	6486		29.10	1.24			

**Tableau 8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS**

**ELS vis-à-vis des déformations :**

Vérification de la flèche

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.70\text{mm}$$

La valeur de la flèche trouvée par ETBS :  $f=0.58\text{ mm}$

}  $f < \bar{f}$  Condition vérifiée

**VIII)-Ferraillage des poteaux :****Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a-  $1.35 G + 1.5 Q$  ELU
- b-  $G + Q$  ELS
- c-  $0.8 G \pm E$  RPA 2003
- d-  $G + Q \pm E$  RPA 2003

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

**VIII-I)- Recommandation du RPA 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ **Les armatures longitudinales :**

➤ **Le pourcentage minimal sera :**

- Poteaux (45×45)  $A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40×40)  $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35×35)  $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

- Poteaux (45×45)  $A_{\max}=0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteaux (40×40)  $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteaux (35×35)  $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

- Poteaux (45×45)  $A_{\max}=0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- Poteaux (40×40)  $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteaux (35×35)  $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

❖ **Les armatures transversales :**

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : le lancement géométrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\phi_l^{\min}$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 & \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi$  minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

(  $\Phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux

**VIII-II) Calcul du ferraillage :**

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

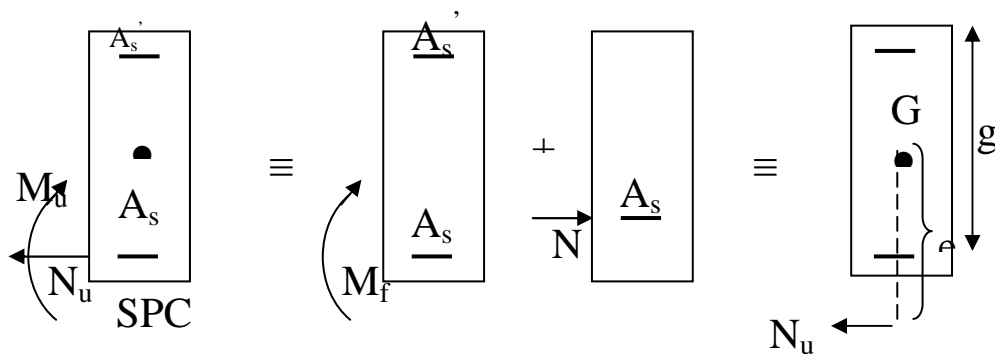
$$(d - C)N_U - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire}$$

Avec :

$M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

**-Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - C + e \right) = M_U + N_u \left( \frac{h}{2} - C \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si  $\mu < \mu_l = 0,392$  section simplement armée (SSA) et ( $A' = 0$ )

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{effort de compression} \end{cases}$$



Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  section doublement armée (SDA) et ( $A' \neq 0$ ). on calcul :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

**a) Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$N$  : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$(0,337 \times h - 0,81c)bh^2f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s = \frac{N - 100 \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A'_s = 0$$

Avec

$$= \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\text{Si: } N_u \times (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera.

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

ZONE	bxh	Sollicitation	Direc	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2)-c	OBC	Ai(cm2)	As(cm2)	Amin(cm2)	Ferrailage	Aadp(cm2)
1 <sup>ère</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	45x45	Nmax	x.x	765.65	3.837	0.0050	0.2	SEC	0	0	16.2	2x4HA20+2HA16	29.14
			y.y		4.396	0.0057		SEC	0	0			
		Nmin	x.x	-1655.22	-21.492	0.00129		SEC	10.68	11.33			
			y.y		-3.976	0.0024		SEC	0	0			
		Ncor	x.x	-909.48	-75.205	0.082		SEC	0	0			
			y.y	-909.48	-75.205	0.082		SEC	10.72	11.29			
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup>	40x40	Nmax	x.x	209.62	1.789	0.0085	0.175	SEC	1.16	0	12.8	2x4HA16+2HA14	19.16
			y.y		1.654	0.0078		SEC	0	0			
		Nmin	x.x	-1134.72	-0.536	0.00047		SEC	2.89	3.14			
			y.y		-7.573	0.0036		SEC	1.16	0			
		Ncor	x.x	-423.28	-80.089	0.189		SPC	0	0			
			y.y	-423.28	-80.089	0.189		SPC	2.88	3.15			
8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	35x35	Nmax	x.x	128.21	2.455	0.019	0.15	SEC	2.92	0	9.8	2x4HA14+2HA12	14.56
			y.y		-3.735	0.029		SEC	0	0			
		Nmin	x.x	-559.95	-0.732	0.0013		SEC	1.47	2.09			
			y.y		-8.607	0.0153		SEC	2.92	0			
		Ncor	x.x	-218.21	-60.158	0.2756		SPC	0	0			
			y.y	-218.21	-60.158	0.2756		SPC	1.6	2.09			

**POTEAUX 45X45**

**Sens xx** : max (As', As) = 11,29 cm<sup>2</sup>, on opte : 4HA20+ 1 HA16 = 14.57 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

**Sens yy** : max (As', As) = 11,33 cm<sup>2</sup>, on opte : 4 HA20+ 1 HA16 = 14.57 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

La section totale est de 4 HA20 + 2HA16 = 29.14 cm<sup>2</sup> > As min= 16,2 cm<sup>2</sup>

**POTEAUX 40X40**

**Sens xx** : max (As', As) = 3,15 cm<sup>2</sup>, on opte : 4 HA16+ 1 HA14 = 9.58 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

**Sens yy** : max (As', As) = 3,14 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA16+ 1 HA14 = 9.58 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

La section totale est de 4 HA16+2HA14 = 19.16 cm<sup>2</sup> > As min= 16.2 cm<sup>2</sup>.

**POTEAUX 35X35**

**Sens xx** : max (As', As) = 2,92 cm<sup>2</sup>, on opte : 4 HA14+ 1 HA12 = 7.28 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

**Sens yy** : max (As', As) = 2,92 cm<sup>2</sup>, on opte : 2 HA14+ 1 HA12 = 7.28 cm<sup>2</sup> posé symétriquement.

La section totale est de 4HA16+HA14 = 14,56 cm<sup>2</sup> > As min= 16.2 cm<sup>2</sup>.

**VIII.III)- Vérification à ELS :**

Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC:

Poteaux		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$e_s(m)$	Nature	$\sigma_b^{sup}$ (MPa)	$\sigma_b^{inf}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s^{sup}$ (MPa)	$\sigma_s^{inf}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
45x45	x-x	$N_{max}=-305,83$	$M_{cor}=-2,945$	0,009	SEC	1,13	1,4	15	17,2	20,8	400	vérifiée
		$N_{min}=-1180,87$	$M_{cor}=-0,091$	0,00007	SEC	4,89	4,9		73,30	34,4		vérifiée
		$N_{cor}=-506,50$	$M_{max}=24,903$	0,049	SEC	3,24	0,95		46,4	16,6		vérifiée
	y-y	$N_{max}=-305,83$	$M_{cor}=0,312$	0,001	SEC	1,28	1,25	15	19,2	18,80	400	vérifiée
		$N_{min}=-1180,87$	$M_{cor}=-1,884$	0,0015	SEC	4,81	4,98		72,30	74,5		vérifiée
		$N_{cor}=-506,50$	$M_{max}=24,903$	0,049	SEC	3,24	0,95		46,4	16,6		vérifiée
40x40	x-x	$N_{max}=-137,5$	$M_{cor}=-0,51$	0,003	SEC	0,71	0,78	15	10,70	11,60	400	Vérifiée
		$N_{min}=-825,58$	$M_{cor}=-0,381$	0,0004	SEC	4,44	4,49		66,6	67,3		Vérifiée
		$N_{cor}=-211,77$	$M_{max}=29,172$	0,137	SPC	3,41	0		45,6	-17,3		Vérifiée
	y-y	$N_{max}=-137,5$	$M_{cor}=-0,017$	0,0001	SEC	0,74	0,74	15	11,10	11,20	400	Vérifiée
		$N_{min}=-825,58$	$M_{cor}=-5,592$	0,006	SEC	4,07	4,86		62,00	72,00		Vérifiée
		$N_{cor}=-211,77$	$M_{max}=29,172$	0,137	SPC	3,41	0		45,6	-17,3		Vérifiée
35x35	x-x	$N_{max}=-4,4$	$M_{cor}=0,627$	0,14	SPC	0,11	0	15	1,45	-0,93	400	Vérifiée
		$N_{min}=-407,67$	$M_{cor}=-0,521$	0,001	SEC	2,87	2,99		43,20	44,6		Vérifiée
		$N_{cor}=-48,77$	$M_{max}=28,458$	0,58	SPC	4,88	0		53,50	-136,9		Vérifiée
	y-y	$N_{max}=-4,4$	$M_{cor}=0,306$	0,069	SPC	0,07	0	15	0,89	0,06	400	Vérifiée
		$N_{min}=-407,67$	$M_{cor}=-6,342$	0,015	SEC	2,24	3,62		35,30	52,60		Vérifiée
		$N_{cor}=-48,77$	$M_{max}=28,458$	0,58	SPC	4,88	0		53,50	-136,9		Vérifiée

- **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 aciers :** selon le BAEI 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{25}{3} = 8.33 \quad ; \quad \phi_1 = 8.33\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t = 2.04 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

- **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2; 15) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- **En zone de courante :**

$$S_t \leq \min(15\phi_1^{\min}) = (15 \times 1,2) = 18\text{cm} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

- Pour les HA12  $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$
- Pour les HA14  $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$
- Pour les HA16  $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$
- Pour les HA20  $L_r = 40\phi_l = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$

- **Vérification de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50; i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

avec :

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$S$ : section transversale du poteau( $b \times h$ ).

$h_e$ : hauteur de poteau

$I$ : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

Niveaux	Section	hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$\lambda_{g \leq 50}$
1 <sup>er</sup>	45x45	4,59	2.93	22.55	CV
2, 3,4 Etage	45x45	3,06	1.862	14.33	CV
5, 6,7 Etage	40x40	3,06	1.862	16.13	CV
8, 9, 10 Etage	35x35	3,06	1.862	18.43	CV

• Vérification de la quantité des armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec :  $h=4,59m$ .

$$l_f = 0,7 \times (4,59 - 0.4) = 2.93m$$

$$\lambda_g = \frac{2.93}{0,0616} = 47.55$$

Avec :

**b:** Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

➤ En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 8 = 1,08cm^2$$

➤ En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025cm^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{\min} = 1,08cm^2 \\ A_{\min} = 2,025cm^2 \end{cases} > A_t = 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)**

$$f_e = \frac{\square}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \square^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$\Phi$  : Diamètre maximale des armatures.

- Pour les HA20 :  $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 70.54 \text{ cm}$  On prend :  $L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$  On prend :  $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$  On prend :  $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm}$  On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

## VIII.IV)-Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

### VIII.IV.1)-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0,0075 \times 25 = 1,87 \text{ Mp}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL}) = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 64.75 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 64.75 \times 10^3 \times 10}{45 \times 400 \times 10^2} = 0,89 \text{ cm}^2$$

**-En zone courante :**

$$S_t' \leq 15\Phi^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

$$* \text{L'effort tranchant max: } V_u = 64.75 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 64.75 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,34 \text{ m}^2$$



➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

✓ **En zone nodale :**

-Poteau de (45×45) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

-Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

-Poteau de (35×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :**

- Poteau de (45×45) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$

-Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.800 \text{ cm}^2$

- Poteau de (35×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>

• **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

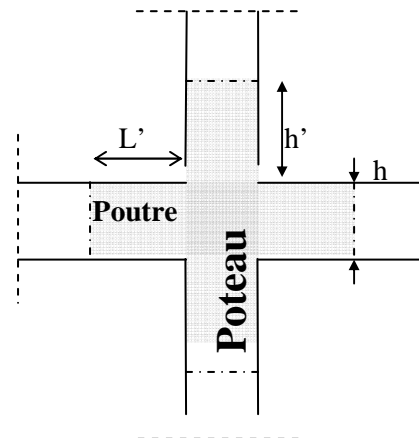
$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{419}{6} = 69.8\text{cm}; 45, 45, 60\right).$$

On prend notre  $h' = 80 \text{ cm}$



On opte pour le ferraillage suivant :

**Fig.1 : Poteaux (45x45)**

La section totale de **2x4HA20+2HA16 = 29.14 cm<sup>2</sup>** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s\ min} = 16.2\ cm^2$ ).....**condition vérifiée**

**Fig.2 : Poteaux (40x40)**

La section totale de **2x4HA16+2HA14= 19.16 cm<sup>2</sup>** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s\ min} = 12.8\ cm^2$ ).....**condition vérifiée.**

**Fig.3 : Poteaux (35x35)**

La section totale de **2x4HA14+2HA12 = 14.56 cm<sup>2</sup>** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s\ min} = 9.8\ cm^2$ ).....**condition vérifiée.**

**IX )-Ferraillage des voiles****Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

**IX-I)-Combinaison d'action :**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : du 1<sup>er</sup> jusqu'au 4<sup>ème</sup> niveau.
- Zone II : du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 7<sup>ème</sup> niveau.
- Zone III : du 8<sup>ème</sup> niveau jusqu'au 10<sup>ème</sup> niveau.

**IX-II)-Ferraillage des voiles (dans notre structure on a que des refends pleins) :**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**IX-III)-Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B** = **L** × **e**.

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \text{RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

**Avec : h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

**L<sub>t</sub> = L - L<sub>c</sub>** avec **L<sub>t</sub>** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET). 0

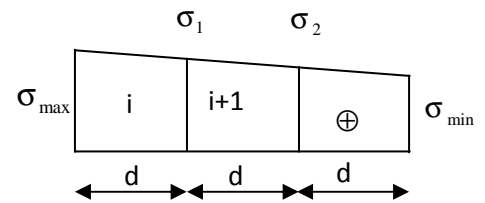


Fig 1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec \$e\$ : épaisseur du voile.

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

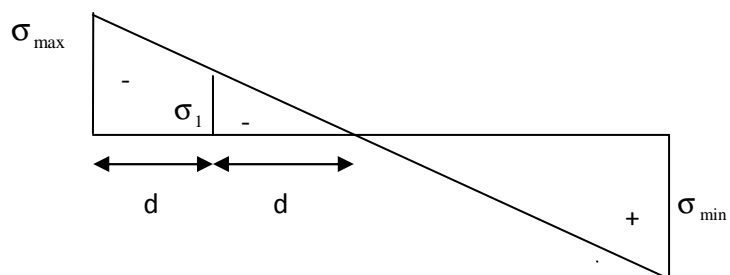


Fig 2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

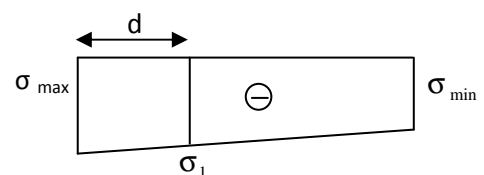


Fig 3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

**a)-Armatures verticales :****❖ Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

**❖ Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

**❖ Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**b)-Armatures minimales :****❖ Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

**❖ Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

**c)-Exigences de R PA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.
- ❖ En zone courantes **0.10 %**.

**c-1)- Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- 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-2)-Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

**c-3)-Armatures de coutures :**

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$
$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : 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.

**c-4)-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**.

**c-5)-Espacement :**

D'après l'art **7.7.4.3** du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

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)**.

**c-6)-Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.



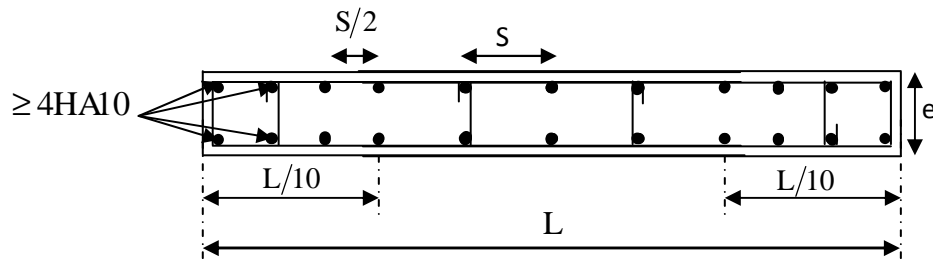


Fig 4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### IX-IV)-Vérifications :

#### ❖ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

##### ➤ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u, calcul}$$

**D'ou:**  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

**d** : Hauteur utile ( $d = 0.9 \times h$ ).

**h** : Hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### **IX-V)-Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile **VL1** de la **zone I** :

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3.5 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m} ; B = 0.7 \text{ m}^2$$

❖ **Sollicitation de calcul :**

$$\sigma_{\max} = 3578.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7717.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Selon les contraintes donnée par ETABS, la section est **partiellement comprimée (S.P.C)**.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

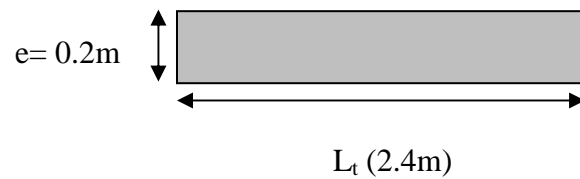
❖ Longueur de la zone comprimée :  $L_c$ 

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{3578.29}{3578.29 + 7717.97} \times 3.5 = 1.1m.$$

❖ Longueur de la zone tendue :  $L_t$ 

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.1 = 2.4m$$

## ❖ Calcul de la longueur : (d)



$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c \right) = 0.73 \text{ m}$$

Soit un tronçon :  $d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.4}{3} = 0.8 \text{ m}.$

## ❖ Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{7717.97(2.4 - 0.8)}{2.4} = 5145.31 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 (2d - d)}{2d} = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{5145.31}{2} = 2572.65 \text{ kN} / m$$

## ❖ Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7717.97 + 5145.31}{2} \times 0.8 \times 0.20 \Rightarrow N_1 = 1029.06 \text{ kN}.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{5145.31 + 2572.65}{2} \times 0.8 \times 0.20 \Rightarrow N_2 = 617.43 \text{ kN}.$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2 \times d}{2} \times e = \frac{2572.65 \times 0.8}{2} \times 0.20 = 205.81 \text{ kN}.$$

## ❖ Espacement : l

zone courante ( $d_2$ )  $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$  soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

zone d'extrémité ( $d_1$ )  $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$  soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

## ❖ Calcul des armatures :

### ➤ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{1029.06}{40} \Rightarrow A_1 = 25.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{617.43}{40} \Rightarrow A_2 = 15.43 \text{ cm}^2.$$

### ➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B \right\} \Rightarrow \text{Max } (6.82 \text{ cm}^2 , 2.6 \text{ cm}^2) \dots\dots A_{\min} = 6.82 \text{ cm}^2.$$

### ➤ Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 39.81 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 1.53 \text{ cm}^2$$

### ➤ Les armatures calculées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.72 + \frac{1.53}{4} = 26.10 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.43 + \frac{1.53}{4} = 15.81 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 26.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.82 \text{ cm}^2$  On ferraillera avec  $A_1 = 26.10 \text{ cm}^2$ .

$A_2 = 15.81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.82 \text{ cm}^2$  On ferraillera avec  $A_2 = 15.81 \text{ cm}^2$

➤ **Le ferraillage adopté :**

$$A_1 = 2 \times 9 \text{ HA14} = 27.70 \text{ cm}^2, \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_2 = 2 \times 6 \text{ HA14} = 18.46 \text{ cm}^2, \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91: } A_H = \frac{AV}{4} = \frac{27.70}{4} = 6.92 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003): } A_H \geq 0.15 \% B = 1.95 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 9 \text{ HA10} = 7.06 \text{ cm}^2/\text{nappe}.$$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

$$\text{Soit } 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

❖ **Vérification des contraintes :**

Selon le **BAEL 91**:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.81 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2660} = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.083 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA 99** (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 39.81 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2660} = 0.116 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b = 0.116 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à ELS :**

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15 \times A}$$







$$\sigma_b = \frac{878.81 \times 1000}{200 \times 3500 + 15 \times 5523} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

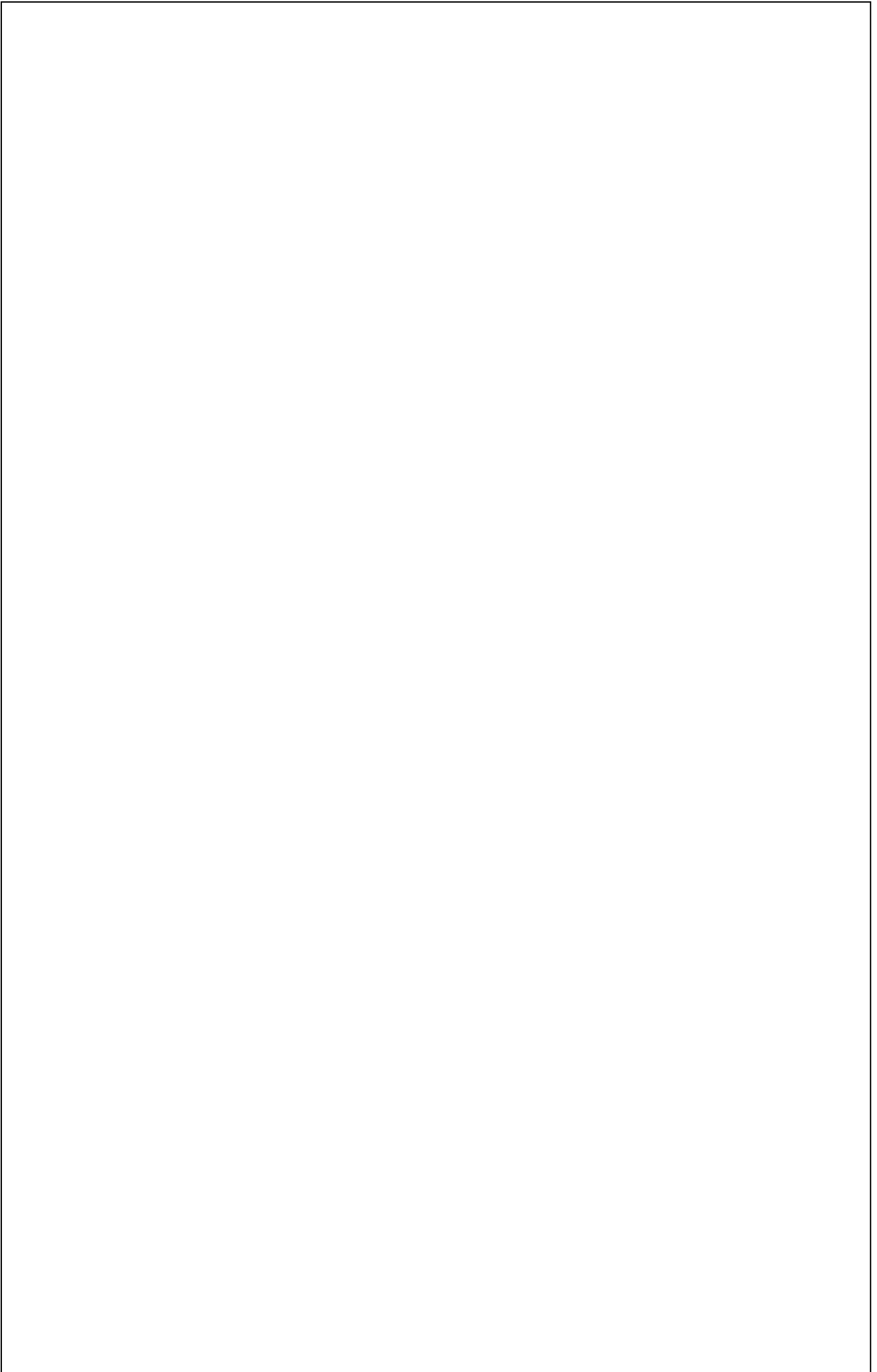
Zones VL1 et VL2		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,7	0,7	0,7
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3166,59	2294,9	2453,87
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7780,71	-4920,98	-3874,75
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	35,5	44,59	76,49
	L <sub>t</sub> (m)	2,49	2,39	2,14
	L <sub>c</sub> (m)	1,01	1,11	1,36
	d1(m)	0,67	0,74	0,90
	d2 (m)	1,813	1,645	1,238
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5669,650	3391,047	2238,837
	N (kN)	N <sub>1</sub>	907,81	616,82
		N <sub>2</sub>	1027,717	557,759
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	22,70	15,42
		A <sub>v2</sub>	25,69	13,94
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,37	1,72
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	23,04	15,85
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	26,03	14,37
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,03	17,27
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	27,7	20,36
		Bonde 2	27,7	20,36
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 9HA14	2 9HA12
		Bonde 2	2 9HA14	2 9HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	8 cm	9 cm
		Bonde 2	20cm	18cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		7,46	7,16
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,93	5,09
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,056	0,071
		$\tau_b$ (MPa)	0,079	0,099
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-397,03	-1745,53
		$\sigma_b$ (MPa)	-5,1E-01	-2,3E+00

ZonesVT1,VT2,VT10,VT11					Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)				1	1	1
	e (m)				0,2	0,2	0,2
	B (m)				0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]				2526,18	1359,5	956,58
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]				-6631,94	-4541,19	-2282,15
	Nature de la section				SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)				16,62	9,37	10,63
	L <sub>t</sub> (m)				0,72	0,77	0,70
	L <sub>c</sub> (m)				0,28	0,23	0,30
		d1 (m)			0,18	0,15	0,20
	d2 (m)				0,540	0,616	0,508
	$\sigma_1$ [KN/m²]				4947,820	3634,857	1644,430
	N (kN)	N <sub>1</sub>			212,94	125,58	77,32
		N <sub>2</sub>			267,314	223,909	83,494
	A <sub>v</sub> (cm²)	A <sub>v1</sub>			5,32	3,14	1,93
		A <sub>v2</sub>			6,68	5,60	2,09
	A <sub>vi</sub> (cm²)				0,64	0,36	0,41
	A (cm²)	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> / 4			5,48	3,23	2,04
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> / 4			6,84	5,69	2,19
	A <sub>min</sub> (cm²)				5,67	6,47	5,33
	A <sub>v</sub> adopté (cm²)	Bonde1			6,16	4,52	3,14
		Bonde 2			9,24	6,78	4,7
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1			2 2HA14	2 2HA12
Bonde 2			2 3HA14	2 3HA12	2 3HA10		
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1			9	7,5	10 cm
		Bonde 2			18	20cm	17
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande				2,17	2,31	2,11	
A <sub>H</sub> /nappe (cm²)				1,54	1,13	0,79	
Choix des barres/nappe (cm²)				4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe	
ep =20cm				(A=6,28cm²)	(A=6,28cm²)	(A=6,28cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal				1cadre T8 st 10 cm+1 Epingles HA8/m²		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)			0,092	0,052	0,059
		$\tau_b$ (MPa)			0,129	0,073	0,083
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)			-1229,65	-505,02	-505,02
$\sigma_b$ (MPa)			-5,5E+00	-2,3E+00	-2,4E+00		



Zones VT4 ,VT5,VT7,VT8					Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)				1,5	1,5	1,5
	e (m)				0,2	0,2	0,2
	B (m)				0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]				2823,73	234,8	644,77
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]				-7783,12	-2614,19	-1866,79
	Nature de la section				SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)				16,62	9,37	10,63
	L <sub>t</sub> (m)				1,10	1,38	1,11
	L <sub>c</sub> (m)				0,40	0,12	0,39
		d1 (m)			0,27	0,08	0,26
	d2 (m)				0,834	1,294	0,858
	$\sigma_1$ [KN/m²]				5900,633	2457,657	1436,943
	N (kN)	N <sub>1</sub>			364,29	41,80	84,81
		N <sub>2</sub>			492,382	318,011	123,318
	A <sub>v</sub> (cm²)	A <sub>v1</sub>			9,11	1,04	2,12
		A <sub>v2</sub>			12,31	7,95	3,08
	A <sub>vi</sub> (cm²)				0,64	0,36	0,41
	A (cm²)	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4			9,27	1,14	2,22
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4			12,03	8,04	3,19
	A <sub>min</sub> (cm²)				8,76	13,59	9,01
	A <sub>v</sub> adopté (cm²)	Bonde1			9,24	6,78	4.7
		Bonde 2			12.30	9.04	6.28
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2  3HA14	2  3HA12	2  3HA10
Bonde 2			2  4HA14	2  4HA12	2  4HA10		
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1		10	10	10	
		Bonde 2		20	20cm	20	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande				3,30	4,13	3,34	
A <sub>H</sub> /nappe (cm²)				2,31	1,70	0,79	
Choix des barres/nappe (cm²)				4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe	
ep =20cm				(A=9,04cm²)	(A=9,04cm²)	(A=9,04cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal				1cadre T8 st 10 cm+1 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)			0,062	0,035	0,039
		$\tau_b$ (MPa)			0,086	0,049	0,055
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)			-1346,25	-791,91	-385,83
		$\sigma_b$ (MPa)			-4.0E+00	-2.5E+00	-1.2E+00

Zones : VT3,VT6,VT9,VT12				Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)			2	2	2
	e (m)			0,2	0,2	0,2
	B (m)			0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]			2472,13	1871,42	1637,43
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]			-5661,17	-3397,41	-2893,23
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)			17,62	11,98	10,26
	L <sub>t</sub> (m)			1,39	1,29	1,28
	L <sub>c</sub> (m)			0,61	0,71	0,72
	d1 (m)			0,41	0,47	0,48
	d2 (m)			0,987	0,816	0,795
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]			4013,083	2149,797	1801,610
	N (kN)	N <sub>1</sub>		392,07	262,71	226,24
		N <sub>2</sub>		396,022	175,433	143,281
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		9,80	6,57	5,66
		A <sub>v2</sub>		9,90	4,39	3,58
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )			0,68	0,46	0,40
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4		9,97	6,68	5,75
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4		10,07	4,50	3,68
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )			10,36	8,57	8,35
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1		12,3	9,04	6,28
		Bonde 2		15,4	11,3	7,86
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2 4HA14	2 4HA12	2 4HA10
		Bonde 2		2 5HA14	2 5HA12	2 5HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1		12 cm	12 cm	10 cm
		Bonde 2		20cm	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande			4,18	3,87	3,83
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			3,08	2,26	1,57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm			(A=5,65cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)		0,049	0,033	0,029
		$\tau_b$ (MPa)		0,069	0,047	0,040
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)		-1257,75	-745,53	487,69
		$\sigma_b$ (MPa)		-2,8E+00	-1,7E+00	1,2E+00



### X)-Ferrailage de l'infrastructure

#### Introduction :

**Les fondations** : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

#### X-I)- Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ❖ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

**Les puits :** qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

**Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

❖ **Étude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$  ;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**X-II)-Choix du type de fondation :**

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;

- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

## X-II -1)-Dimensionnement de la fondation :

### ❖ Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $B$  : Largeur de la semelle ;

$L$  : Longueur de la semelle sous voile ;

$G$  : Charge permanent a la base du voile considéré ;

$Q$  : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

### ➤ Sens longitudinal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VL1	2890.74	3.5	4.13	14.45
VL2	2874.89	3.5	4.10	14.35
Somme				28.80

**Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous poteaux**

## ➤ Sens transversal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VT1	1229.67	1	6.14	6.14
VT2	516.07	1	2.58	2.58
VT3	1453.17	2	3.63	7.26
VT4	1346.25	1.5	4.48	6.72
VT5	775.03	1.5	2.58	3.87
VT6	1806.13	2	4.51	9.02
VT7	828.49	1.5	2.76	4.14
VT8	1293.84	1.5	4.31	6.46
VT9	1806.00	2	4.51	9.02
VT10	1220.24	1	6.10	6.10
VT11	513.21	1	2.56	2.56
VT12	1444.92	2	3.61	7.22
Somme				<b>71.09</b>

**Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous voiles**

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 28.80 + 71.09 \Rightarrow S_v = 99.89 \text{ m}^2$$

**X-II-2) Semelles filantes sous poteaux :**❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N <sub>s</sub> (KN)	M (KN.m)	e (m)	N <sub>s</sub> × e
1	984.72	6.14	-3.25	-3200.34
2	942.51	10	0.25	235.62
3	984.86	-6.99	3.25	3200.79
4	884.58	-15.93	-7.25	-6413.20
5	1086.21	-4.37	7.25	7875.02
SOMME	4882.88	-11.15		1697.89

Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1697.89 - 11.15}{4882.88} = 0.34m$$



## ➤ Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a :  $e = 0.34 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14.5}{6} = 2.41 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4882.88}{14.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{14.5}\right) = 289.37 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4882.88}{14.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{14.5}\right) = 384.12 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4882.88}{14.5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.34}{14.5}\right) = 360.43 \text{ KN / ml}$$

**X-III)-Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{360.43}{200} = 1.80 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.80 m.**

On aura donc :  $S = B \times L = 1.8 \times 14.5 = 26.1 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_t = S \times n = 26.1 \times 4 = 104.40 \text{ m}^2$

n et n' : nombre de portiques dans le sens longitudinal.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{\text{total}} = S_{V(s\text{-}tran)} + S_{V(s\text{-}long)} + S_{t(pot)} = 28.80 + 71.09 + 104.40 = 204.29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 327.7 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{204.29}{327.7} = 0.62$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

**Remarque:**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bât}} = 327.7 \text{ m}^2$  ;

- La surface totale des semelles représente : (100 %).

**Conclusion :**

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général

**X-IV)- Etude du radier général :**

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée 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.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### X-IV-1) Pré dimensionnement du radier :

**-Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ ).

Condition forfaitaire.

- **Sous voiles :**

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{5} \Rightarrow 56.25 \leq h \leq 90$$

On prend  $h=90\text{cm}$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;  $L_{\max}=4.50\text{m}$

- **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.50\text{cm} \quad \text{on prend } h_d = 30\text{cm}$$

**-La nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \quad \text{soit } h_n = 60\text{cm}$$

- **La base de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 60 = 24\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 60 = 42\text{cm} \quad \text{on prend } b_n = 40\text{cm}$$

**-Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} l_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \quad \text{ce qui conduit } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times l_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  **$K = 40 \text{ MPa}$**  pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700^3 \sqrt{f_{t28}} = 10818,86 \text{ MPA}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.90 \text{ m}$$

### **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**$h_n = 90 \text{ cm}$**  ..... Hauteur de la nervure.

**$h_d = 30 \text{ cm}$**  ..... Hauteur de la dalle.

**$b_n = 40 \text{ cm}$**  ..... Largeur de la nervure.

### **X-V)-Détermination des efforts:**

#### **X-V -1)-Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente :  $G = 36205.93 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 11264.97 \text{ KN}$

#### **X-V-2)-Combinaison d'actions :**

❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 65775.46 \text{ KN.}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 47470.9 \text{ KN.}$$

**X-V-3)-Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{65775.46}{2 \times 200} = 164.43 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{47470.9}{200} = 237.35 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 237.35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 327.7 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 237.35 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (14.5 + 22.6) \times 2 \times 0.5 + 0.5 \times 0.5 \times 4 = 38.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 327.7 + 38.12 = 365.82 \text{ m}^2$$

**X-VI)-Calcul des sollicitations à la base du radier :**

Charge permanente :  $G = 36205.93 \text{ KN}$

**❖ Poids de radier :**

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

**➤ Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 365.82 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 2743.65 \text{ KN}$$

**➤ Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= [(0,4 \times (0,9 - 0,3) \times 14.5 \times 8) + (0,4 \times (0,9 - 0,3) \times 22.6 \times 5)] \times 25 = 1374 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ner}} = 1374 \text{ KN}$$

**➤ Poids de la dalle flottante:**

$$S_{\text{nerv}} = (0,4 \times 14.5 \times 8) + (0,4 \times 22.6 \times 5) = 91.6 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (365.82 - 91.6) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 685.55 \text{ KN}$$

**➤ Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = (365.82 - 91.6) \times (0.6 - 0.1) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 2330.87 \text{ KN}$$

**Charge permanente apportée sur le radier GT :**

$$GT = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$G_t = 36205.93 + 7134.07 = 43340 \text{ Kn}$$

**Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bâtiment}} = 11264.97 \text{ Kn}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{radier}} = 3,5 \times 365.82 = 1280.37 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_{\text{total}} = 12545.34 \text{ Kn}$$

**Combinaison d'actions:**

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 77327.01 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 55885.34 \text{ KN.}$$

**X-VII)-Vérifications :**

**X-VII-1)-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{77327.01 \times 1}{365.82} \times \frac{4}{2} = 422.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{422.76 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**X-VII-2)-Vérification de la stabilité du radier :**

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.3 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.25 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

### ❖ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 5741.57 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 13948.00 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

$I_{xx}, I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

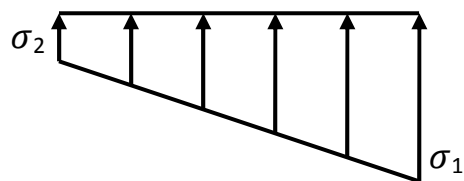


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0x}$  et  $T_{0x}$

➤ **A ELU :**

$$M_{0x} = 18110.051 \text{ KN.m} ; T_{0x} = 21814.39 \text{ KN}$$

$$M_x = 18110.051 + 21814.39 \times 4.59 = 118238.10 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{77327.01}{365.82} + \frac{118238.10}{13948.00} \times 11.3 = 307.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{77327.01}{365.82} - \frac{118238.10}{13948.00} \times 11.3 = 115.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 307.17 + 115.58}{4} = 259.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 259.27 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{55885.34}{365.82} + \frac{118238.10}{13948.00} \times 11.3 = 248.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{55885.34}{365.82} - \frac{118238.10}{13948.00} \times 11.3 = 56.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 248.55 + 56.97}{4} = 200.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 200.65 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0y}$  et  $T_{0y}$

## ➤ A ELU :

$$M_{0y} = 28754.11 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 32817.44 \text{ KN}$$

$$M_y = 28754.11 + 32817.44 \times 4.59 = 179386.15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{77327.01}{365.82} + \frac{179386.15}{5741.57} \times 7.25 = 437.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{77327.01}{365.82} - \frac{179386.15}{5741.57} \times 7.25 = -15.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 437.89 - 15.13}{4} = 324.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 324.63 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{55885.34}{365.82} + \frac{179386.15}{5741.57} \times 7.25 = 379.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{55885.34}{365.82} - \frac{179386.15}{5741.57} \times 7.25 = -73.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 379.28 - 73.74}{4} = 266.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 266.02 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**X-VII-3)-Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)**

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :}$$

Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$h$  : Hauteur de la nervure ;

$a$  : Épaisseur du voile ou du poteau ;

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

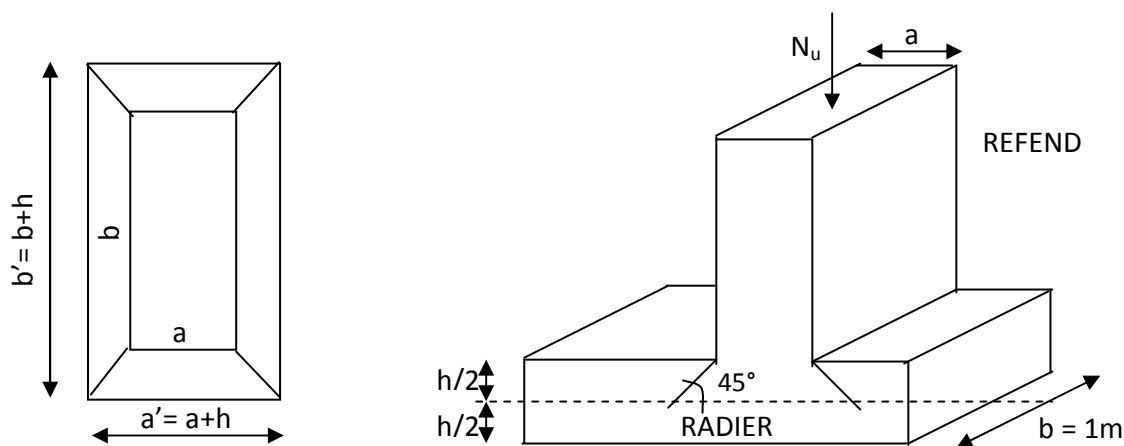


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Calcul du Périmètre utile  $\mu_c$  :

➤ **Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + (2 \times 0.90)) = 5.4 \text{ m}$$

➤ **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.90)) = 6 \text{ m}$$

**❖ Vérification pour les poteaux :**

Avec :  $N_u = 1608.4 \text{ KN}$

$$N_u = 1608.48 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.4 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3645.00 \text{ KN}$$

**❖ Vérification pour les voiles :**

Avec :  $N_u = 1615.32 \text{ KN}$

$$N_u = 1615.32 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 4050 \text{ KN}$$

**X-VII-4)-Ferrailage du radier:**

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

**X-VII-5)-Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastree sur quatre cotés, on distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### X-VII-6 )-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.0} = 0.875$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

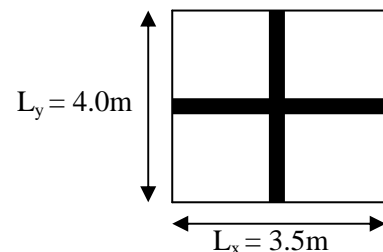


Figure 1 : Entre axes du panneau le plus sollicité

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\rho = L_x / L_y$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	3.50	4,00	0,875	0.0488	0.721	0.0559	0.804

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

### ➤ La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 324.63 \text{KN/m}^2$$

### ➤ La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 266.02 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (324.63 - \frac{43340}{365.82}) \times 1 \text{ ml} = 206.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (266.15 - \frac{43340}{365.82}) \times 1 \text{ ml} = 147.54 \text{ KN/ml.}$$

### **X-VII-6-1)-Calcul des armatures à l'ELU :**

#### **❖ Evaluation des moments $M_x, M_y$ :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0488 \times 206.15 \times 3.5^2 = 123.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.721 \times 123.23 = 88.85 \text{ KN.m}$$

#### **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

#### **➤ Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 123.23 \Rightarrow M_{ax} = -61.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 88.85 \Rightarrow M_{ay} = -44.25 \text{ KN.m}$$

#### **➤ Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 123.23 \Rightarrow M_{tx} = 104.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 88.85 \Rightarrow M_{ty} = 75.52 \text{ KN.m}$$

### X-VII-6-2)-Ferrailage suivant X-X :

❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.61 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{61.61 \times 10^2}{0.97 \times 27 \times 34.8} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.69 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.74 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.10 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{104.74 \times 10^2}{0.995 \times 27 \times 34.8} = 11.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm

❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_e \text{ E } 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{3.5}{4}\right) = 2.55 \text{ cm}^2$$

### X-VII-6-3)-Ferrailage suivant y-y :

❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{44.25 \times 10^2}{0.979 \times 27 \times 34.8} = 4.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75.52 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{75.52 \times 10^2}{0.970 \times 27 \times 34.8} = 8.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	5HA14	5HA12
En travée	6HA16	5HA16

#### **X-VII-6-4)-Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.



❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens (x-x) :**

$$S_t = 15 \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ **Sens (y-y):**

$$S_t = \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

**X-VIII)-Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

**X-VIII-1)-Sollicitation de calcul :**

❖ **A L'ELU :**  $q_u = 165.69 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{165.69 \times 0.50^2}{2} = 20.71 \text{ KN.m}$$

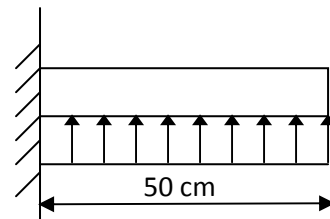


Figure 2: Schéma statique du débord.

❖ **A L'ELS :**  $q_s = 71.08 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{71.08 \times 0.50^2}{2} = 8.88 \text{ KN.m}$$

**X-VIII-2)-Calcul des armatures :**

❖ **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.71 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.020 \Rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20.71 \times 10^2}{0.990 \times 27 \times 34.8} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 20\text{cm}$ .

### Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$  □ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **20 (cm)**

### X-VIII -3)-Vérification à l'ELU :

#### ❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**X-IX)-Etude de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

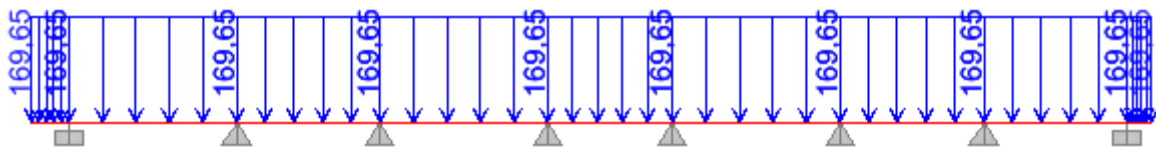
**❖ Sens longitudinal (X-X) :**

Figure VII-6 Le chargement à ELU en KN

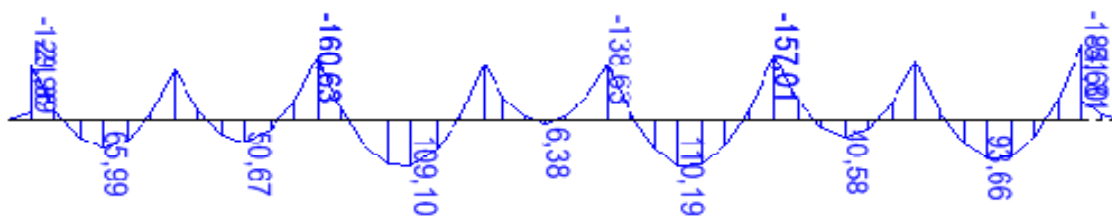


Figure VII-7 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

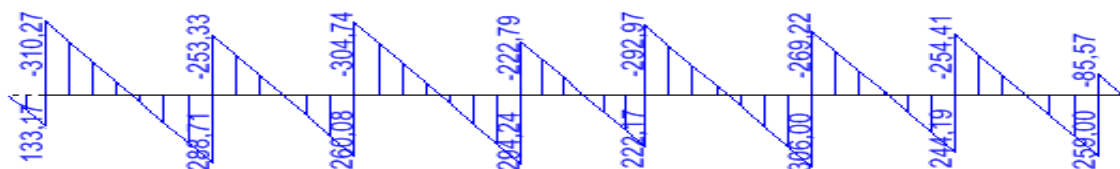


Figure VII-8 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

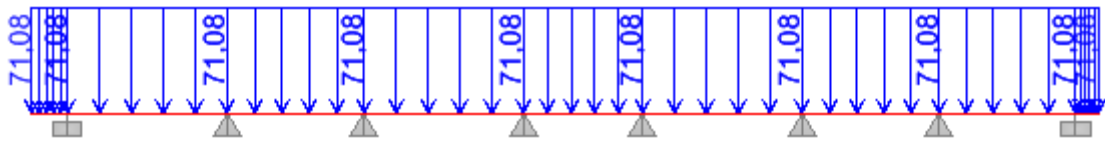


Figure VII-9 Le chargement à ELS en KN

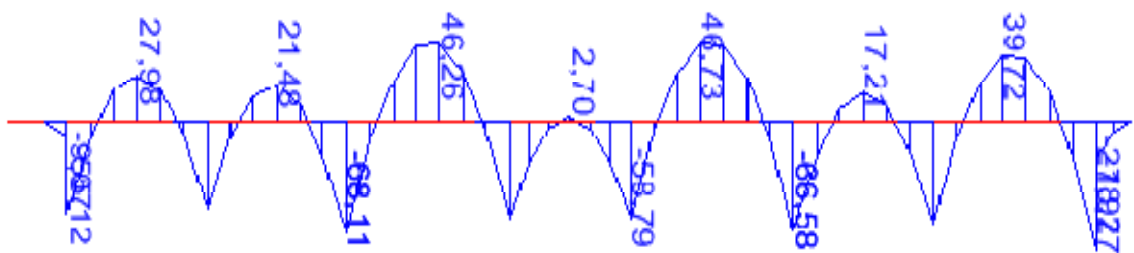


Figure VII-10 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

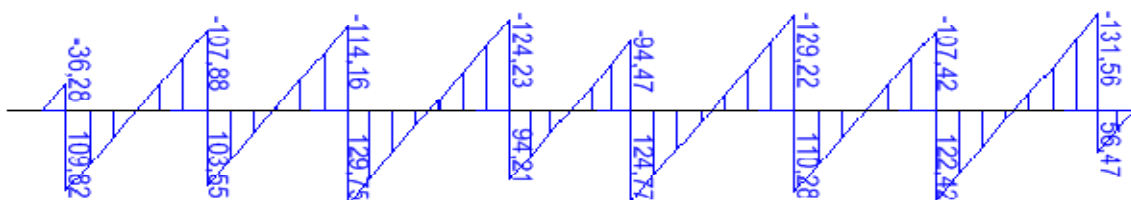


Figure VII-11 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

➤ Sens transversal Y-Y

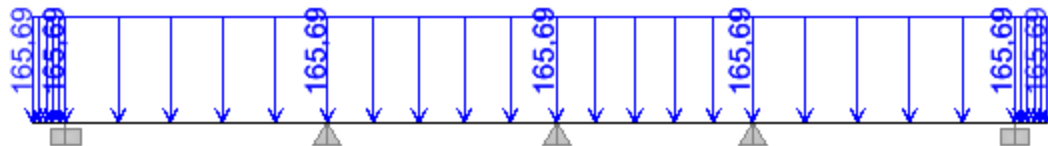


Figure VII-12 Le chargement à ELU en KN

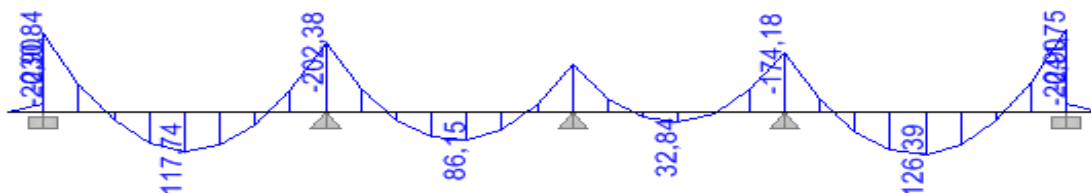


Figure VII-13 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

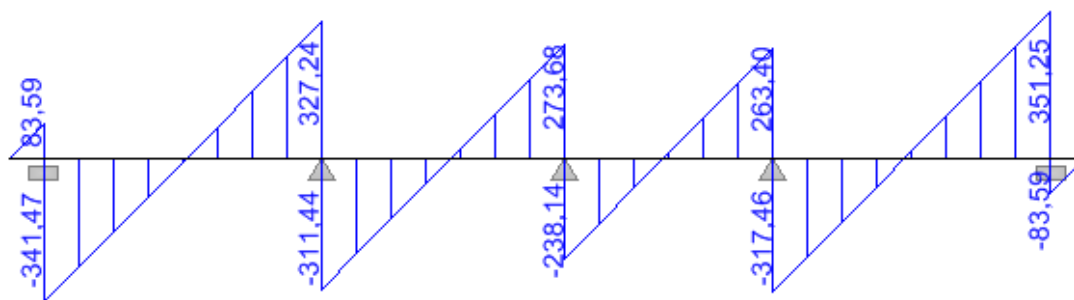


Figure VII-14 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

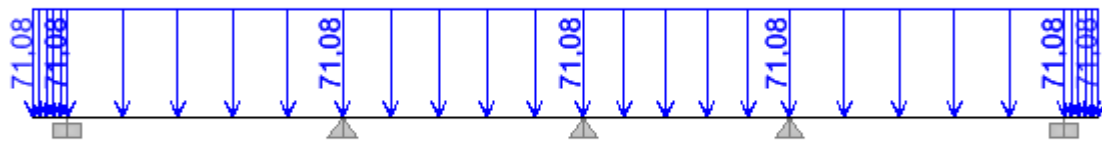


Figure VII-15 Le chargement à ELS en KN

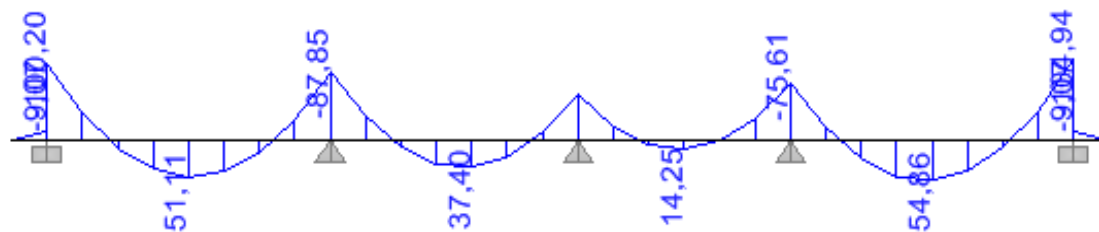


Figure VII-16 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

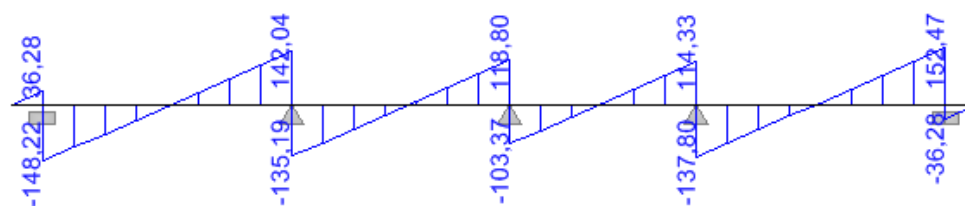


Figure VII-17 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 110.19 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 126.39 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 160.63 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 202.38 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 46.73 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 54.86 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 86.11 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 91.94 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 306.00 \text{ KN}$	$T_{u \max} = 351.25 \text{ KN}$

### X-IX-1)-Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 40 \text{ cm} \quad d=87 \text{ cm} \quad f_{bc}=14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

		M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm)	Choix	A <sub>adop</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Sens (x-x)	Appui	160.63	0.0373	0.981	5.40	3HA16+3HA14	10.65
	Travée	110.19	0.0256	0.987	3.68	3HA16+3HA14	10.65
Sens (y-y)	Appui	202.38	0.0470	0.975	6.85	3HA16+3HA14	10.65
	Travée	126.39	0.0293	0.985	4.23	3HA16+3HA14	10.65

### X-IX-2)-Vérification à l'état limite ultime :

- ❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ Armatures transversales :

- ❖ Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 21.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} = 21.25 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 10 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 562.65 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{562.65 \times 10^3}{400 \times 870} = 1.61 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**



# conclusion

*Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques et voiles.*

*D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.*

*Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ETBS et autoCAD » .....*

# Bibliographie

**1- M Belazougui : ‘‘Calcul des ouvrages en béton armé’’ OPU (2004)**

**2- Henry Thonier: ‘‘Conception et calcul des structures de bâtiment’’**

**Ed La source d’or (1993)**

**3- J. Perchat et J. Roux ‘‘Maîtrise de BAEL 91 et des D.T.U associés’’ Ed Eyrolles (1992)**

**4- Marius Divers : ‘‘Calcul des tours en béton armée ‘’ Ed Dunod (Paris 1972)**

**5- R. Barres : ‘‘ Table pour calcul des dalles et des parois en béton armé’’ Ed dunod**

**6- Victor Davidovici : ‘‘Formulaire de béton armé tome 1et 2’’Ed Le moniteur (paris 1995)**

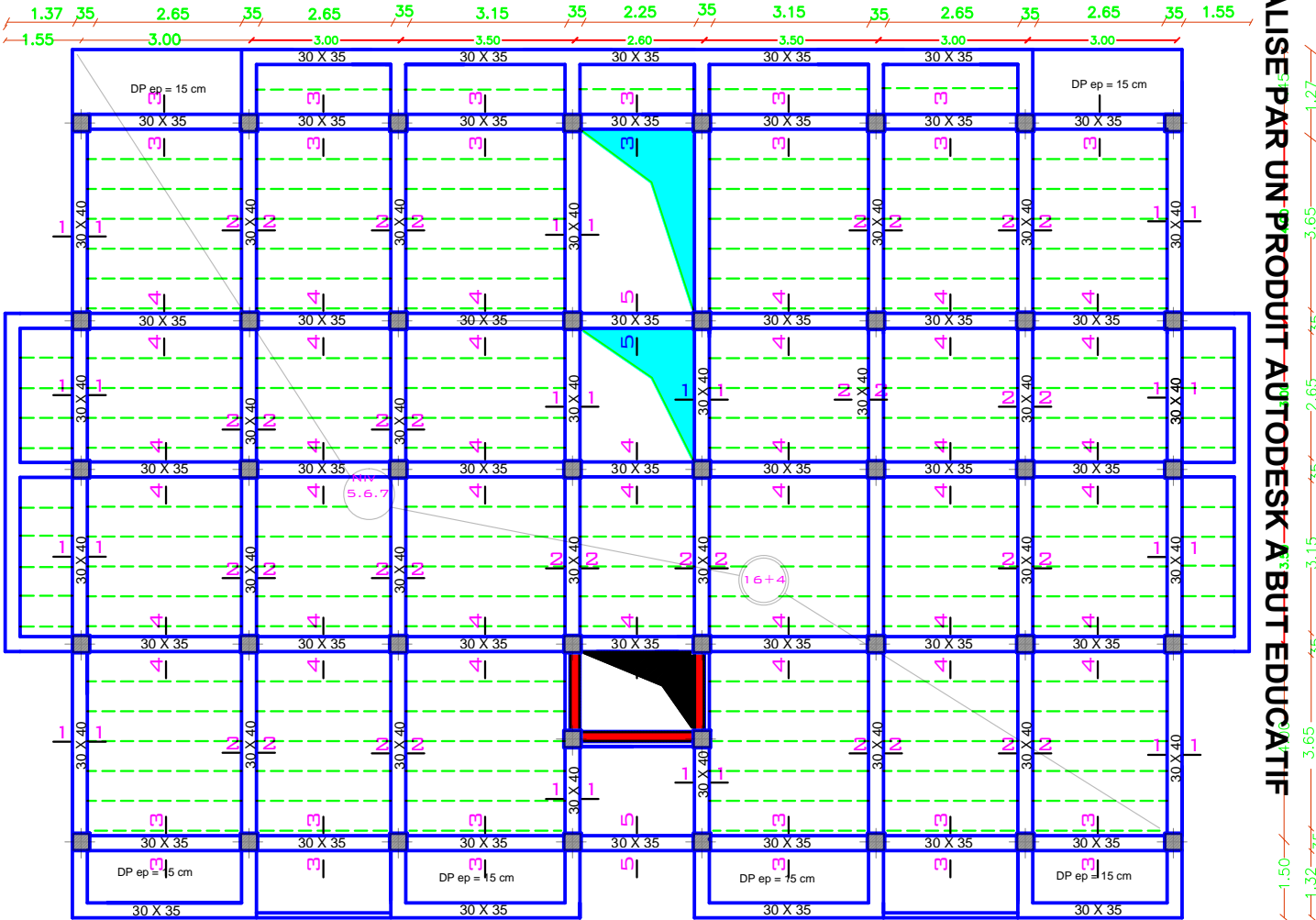
**7- BAEL91 Modifier 99 : ‘‘Règle techniques de conception des calculs des ouvrages  
et construction ‘’ Ed Eyrolles (2001)**

**8- D.T.U :’’ Règles parasismiques algérienne’’ (RPA99/version 2003)**

**9-Logiciel ETABS version 9.6**

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



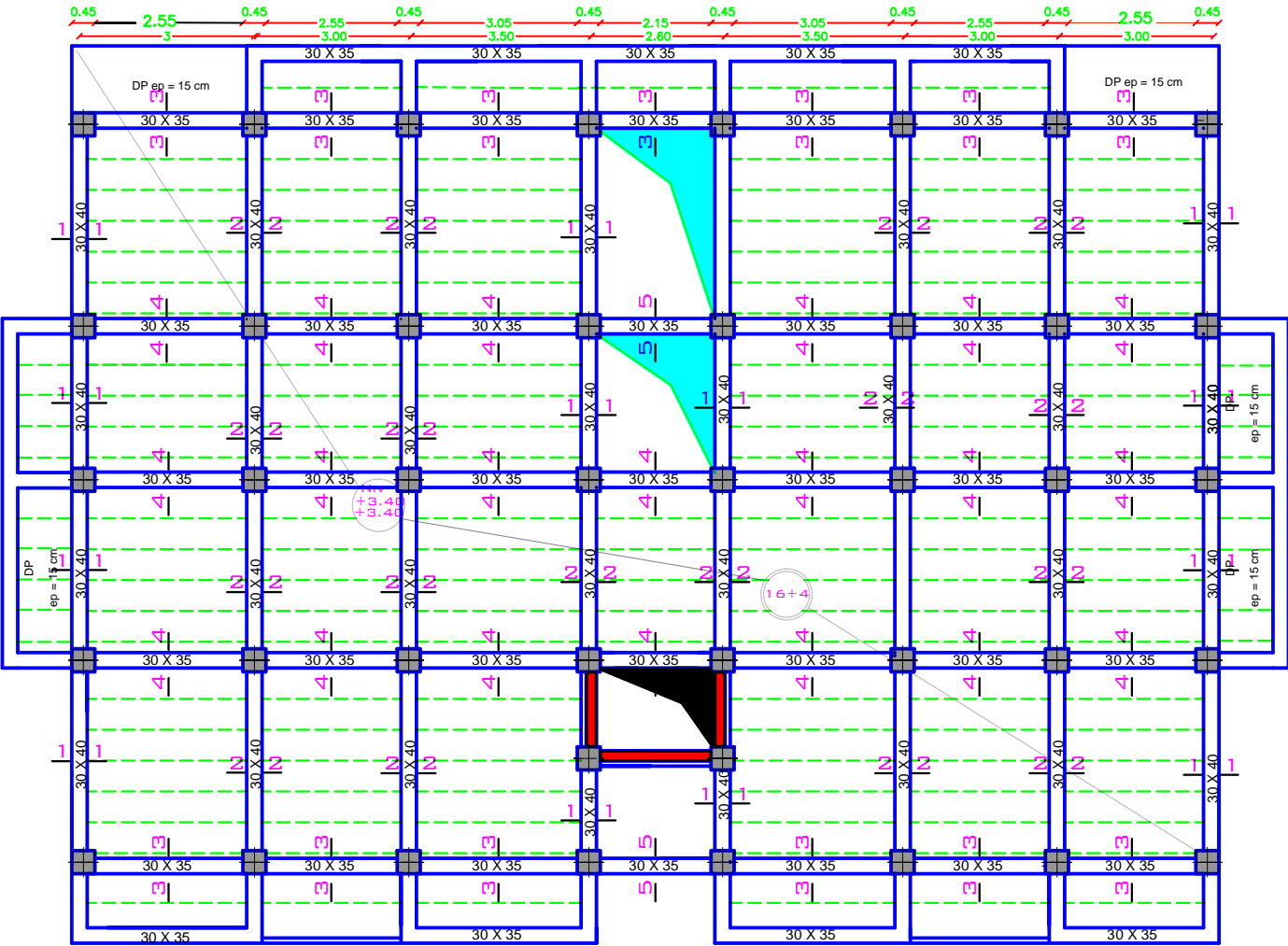
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

TITRE:  
Plan de coffrage

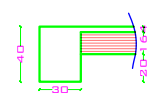
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

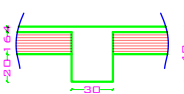


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

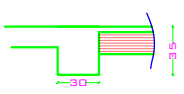
COUPE 1-1



COUPE 2-2



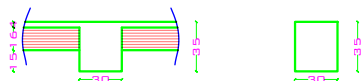
COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

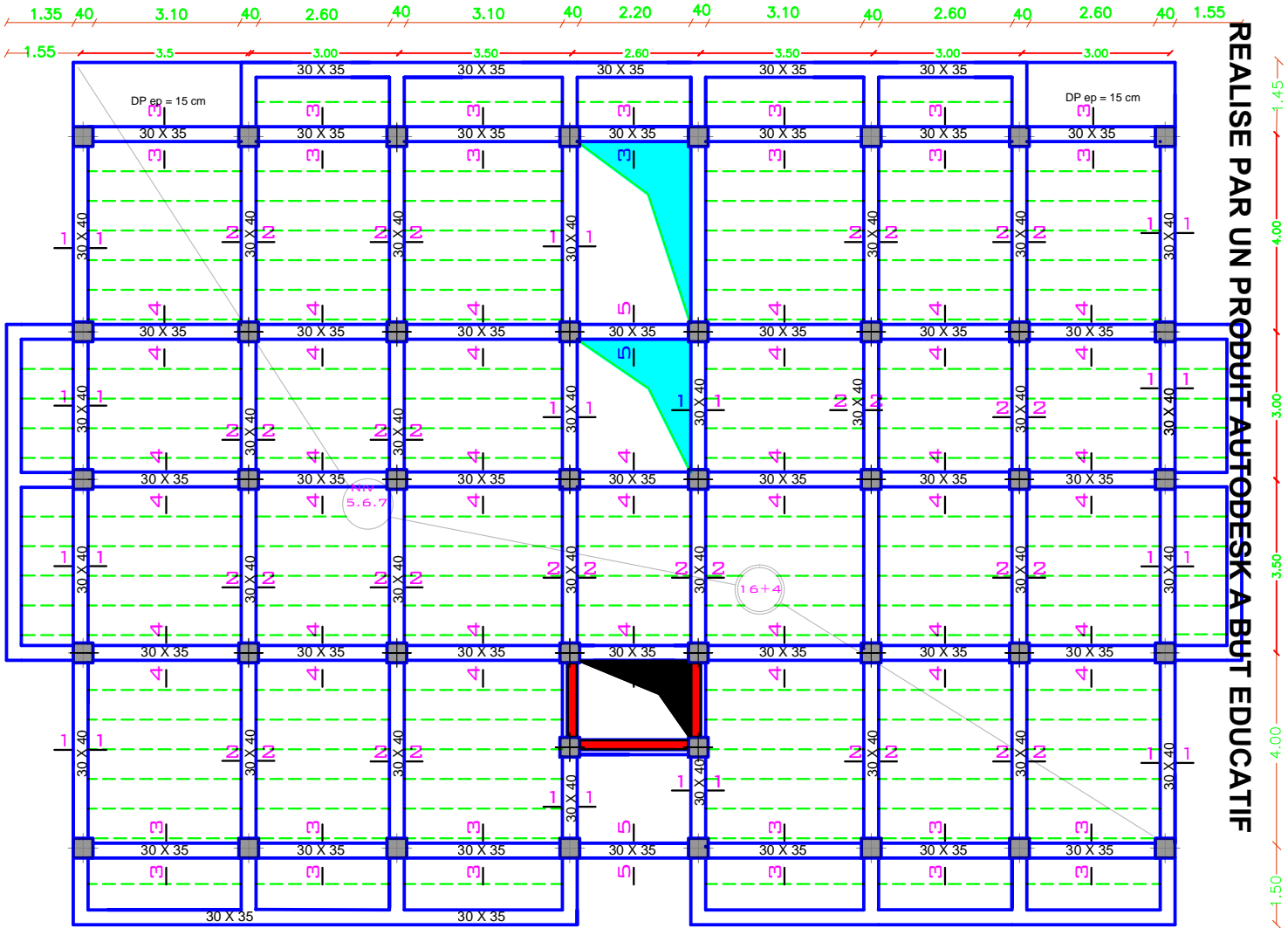
ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

TITRE:  
Plan de coffrage



TITRE:  
plan de coffrage de RDC

**REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF**



**ETUDIE PAR :**  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

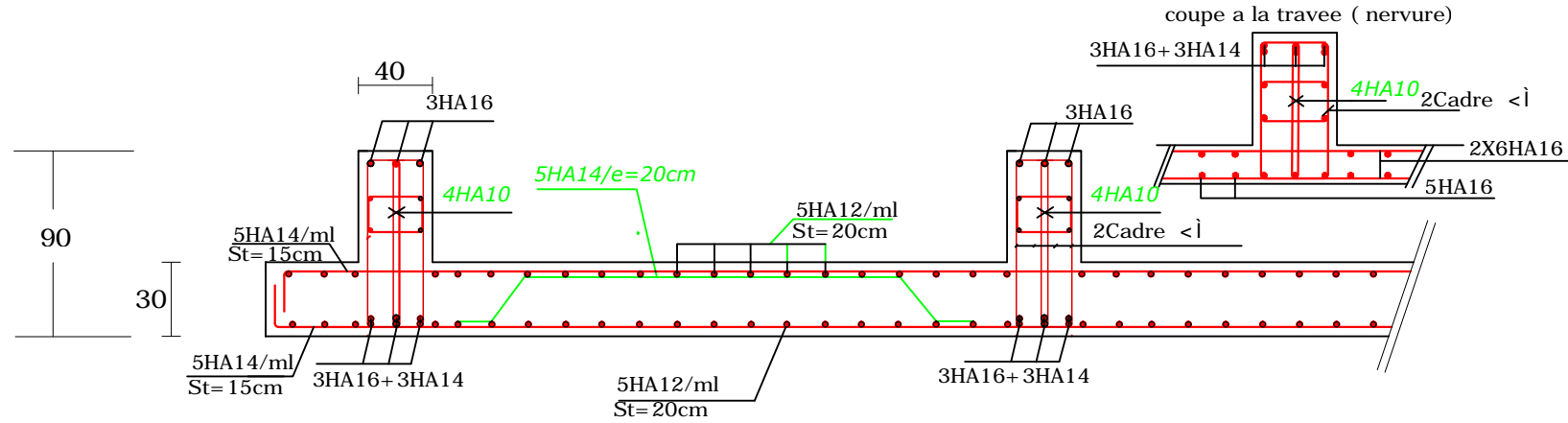
### Plan de coffrage

 $\text{A} \circ C.cae^* \wedge A[\sim]^\vee : \text{æ} \text{ oÁ } \in c | \in$ 

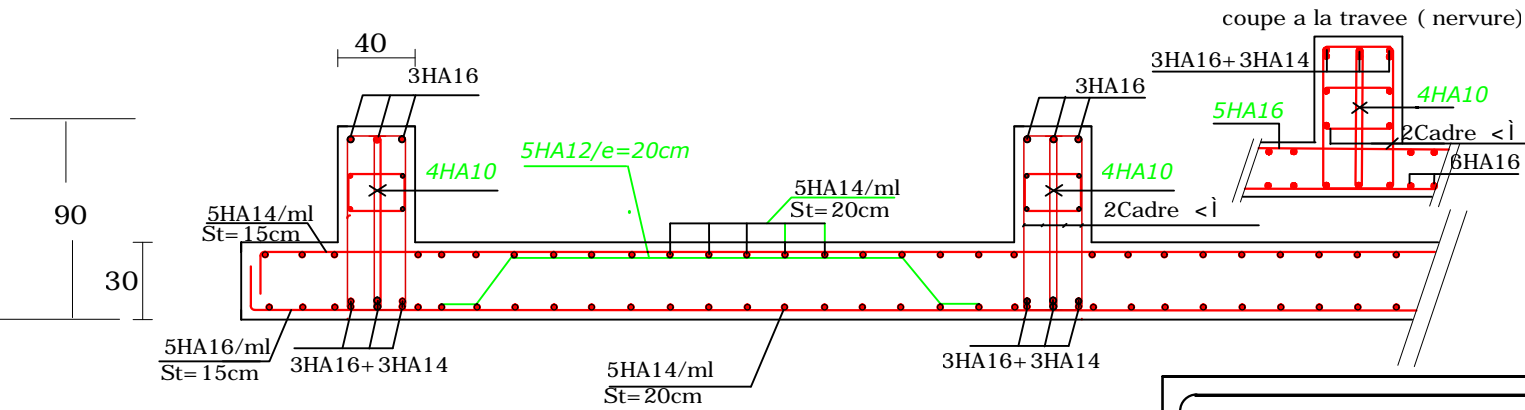
REALISTE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



: YffUj~U[ Y'Xi 'fUXjYf[ fbfFU'GYbg'l !! fWVi dY'U'fUddi jgL



: YffUj~U[ Y'Xi 'fUXjYf[ fbfFU'GYbg'mmfWVi dY'U'fUddi jg

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

TITRE:

Ferraillage des fondation

DIRIGE PAR :  
Mr MECHICHE

PROMOTION 2013-2014

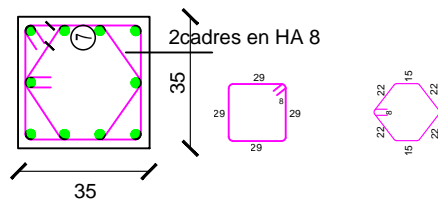
USOPABA

ECHELLE

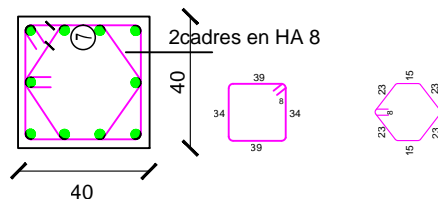
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

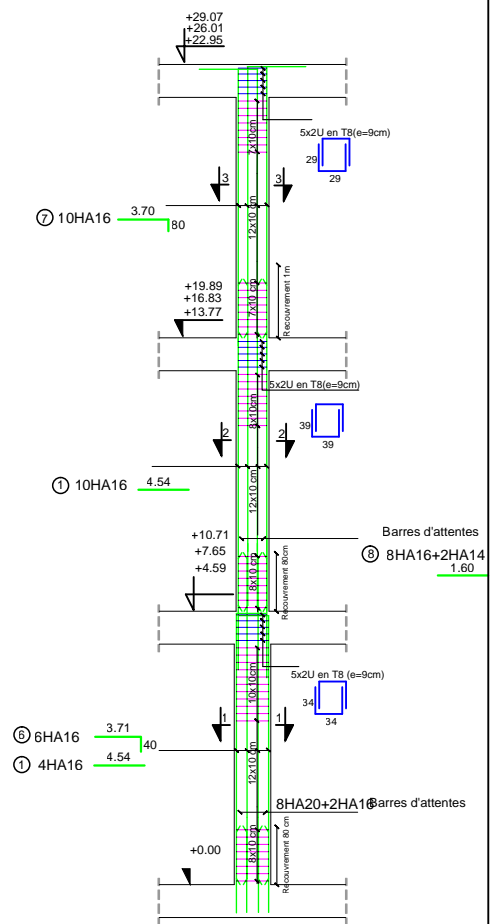
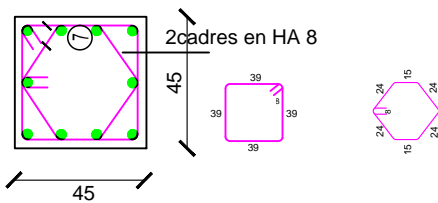
### Coupe 3-3



### Coupe 2-2



### Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

DIRIGE PAR :  
Mr MECHICHE

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

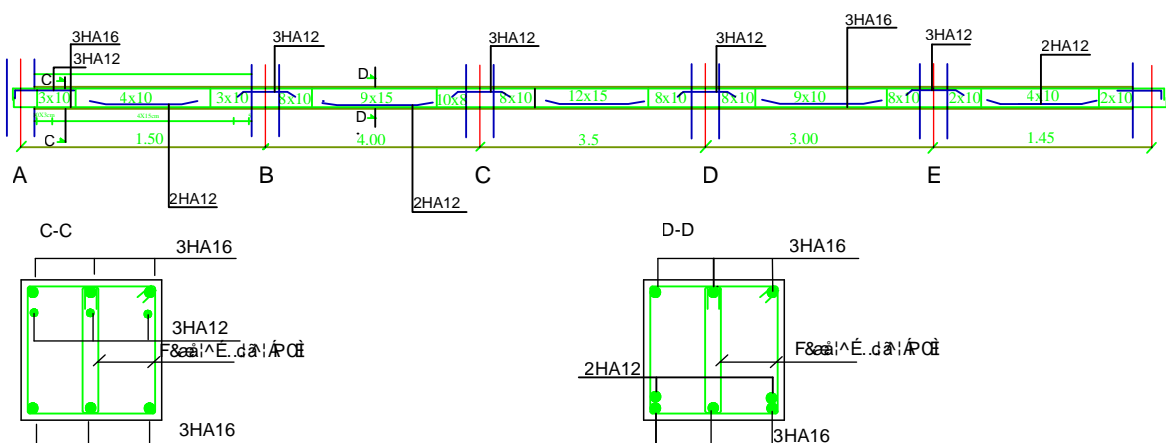
Ferrailage des poteaux

USCOP 04/04

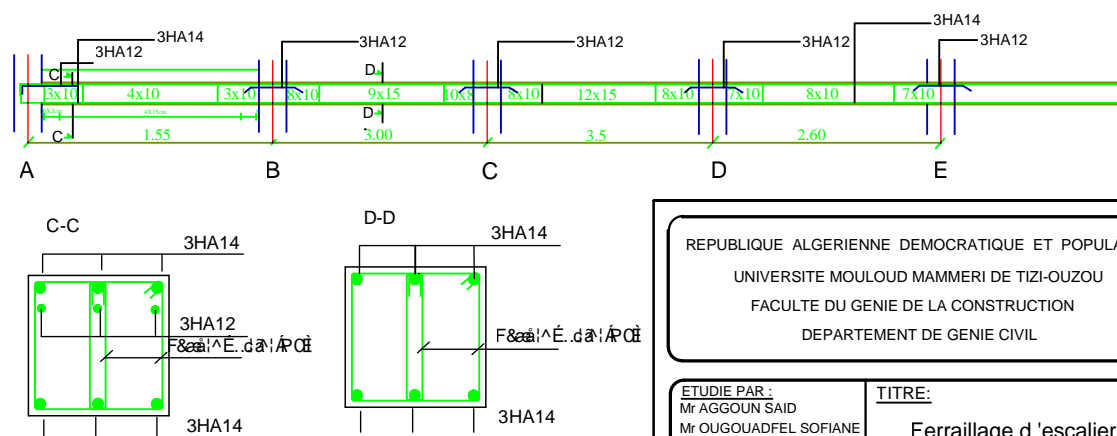
ECHELLE



## FERARAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



## FERARAILLAGE DES POUTRES secondaire



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

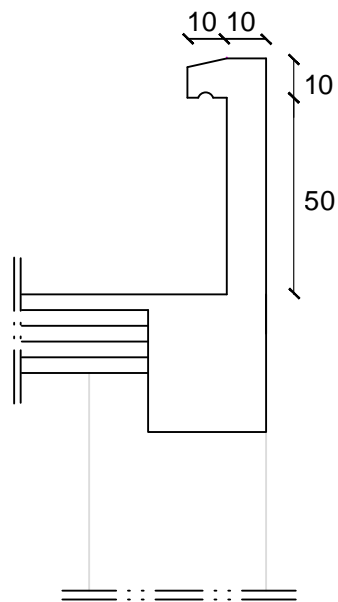
DIRIGE PAR :  
Mr MECHICHE

PROMOTION 2013-2014

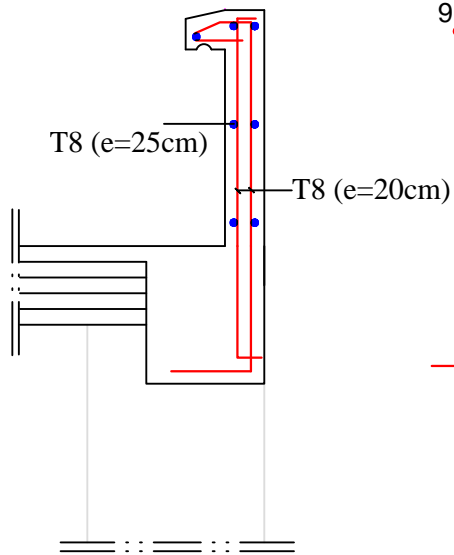
TITRE:  
Ferrailage d'escalier  
d'etage courant

USCOP

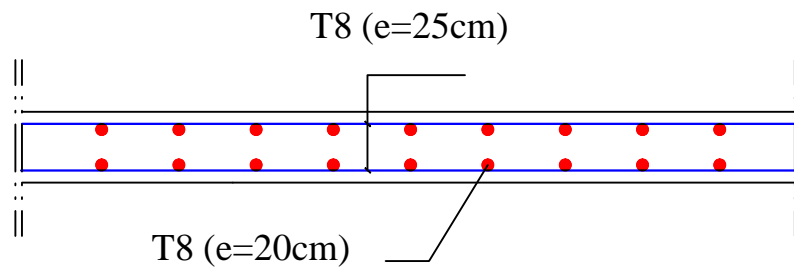
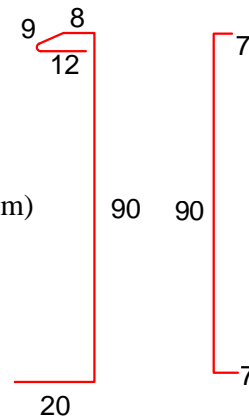
ECHELLE



Ô[ ~æ ^ Á&[ G+^



Ø||æ||æ ^ Á&[ G+^



Coupe Transversale

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr AGGOUN SAID  
Mr OUGOUADFEL SOFIANE  
Mr SADCHAOUCHE SAMIR

DIRIGE PAR :  
Mr MECHICHE

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

Ô[ ~æ ^ Á&[ G+^

USOPÓPÁ

ECHELLE

