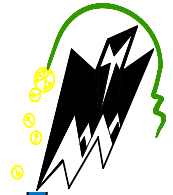


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation à ossature auto stable  
(poutres-poteaux) contreventé par voiles et portique  
avec l'application du logiciel ETABS.*



**Dirigé par :**  
**M<sup>r</sup>: ATLAOUI**

**Etudié par:**  
**M<sup>r</sup>: BEN AMER BEN YUCEF**  
**M<sup>elle</sup> : ATLAOUI FATMA**

Promotion 2014/2015



## **REMERCIEMENTS**

*Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr ATLAOUI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.*

*Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement*

**YOUCEF et FATMA**





# Dedicace

*Je dédie ce modeste travail :  
Avant tout à mes très chers parents qui m'ont  
soutenu et encouragé durant toute ma vie;  
A mes très chères sœurs «Thaldja, Tounsia et  
Saloua»*

*A mes très chers frères« Mourad Et Cherif»*

*Son oublier mes petites anges «Hadil et Hana»*

*A mes très chères amies  
A ma binôme «FATMA » et sa famille ;  
A mes camarades de la promotion 2014/2015.*

YUSEF



# Dedicace

*Je dédie ce modeste travail :  
Avant tout à mes très chers parents qui m'ont  
soutenu et encouragé durant toute ma vie;  
A mes très chères sœurs « drifa, Cherifa et  
Soraya »*

*A mes très chers frères  
Et à mon marie Sofiane.  
Son oblier mon petit frère Amrane*

*A mes très chères amies  
A mon binôme « Youcef » et sa famille ;  
A mes camarades de la promotion 2014/2015.*

*fatma*

# Sommaire

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	(1 – 15)
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b> .....	(16- 39)
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.</b>	
III.1 : calcul de l'acrotère.....	(40-52)
III.2 : calcul des plancher.....	(53-108)
III.3 : calcul de la salle machine.....	(109-130)
III.4 : calcul des balcons.....	(161-140)
III.5 : calcul de l'escalier.....	(141-171)
<b>Chapitre IV : Etude du contreventement</b> .....	(172-193)
<b>Chapitre V : Modélisation de la structure</b> .....	(194-209)
<b>Chapitre VI : Vérification du RPA</b> .....	(210-229)
<b>Chapitre VII : Ferrailage poteaux-poutres.</b>	
VII.1 : ferrailage des poteaux.....	(230-255)
VII.2 : ferrailage des poutres.....	(256-274)
<b>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</b> .....	(275-
<b>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure</b> .....	

# Introduction

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi 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'une tour (R+8) contreventée par poteaux poutres, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement Algérien RPA99/version2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

## I.1. Introduction :

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

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA 99(version 2003)** et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22 (charges et surcharges d'exploitation)**

## I.2. Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+8) contreventée par poteaux poutres à usage d'habitation constituée de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- Huit étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage sera implanté à BOUMERDES, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

## I.3. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

-longueur total.....	24.10 m
-largeur total.....	16. 5m
-Hauteur totale .....	24.54 m
-Hauteur du RDC.....	3.06 m
-Hauteur des étages courants.....	3.06 m

## I.4. Différents éléments de l'ouvrage :

### ❖ Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

- **Voile :**

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

- **Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

### ❖ Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de plancher.

- **Planchers en corps creux :**

Les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.



Ils ont pour fonction :

- ✓ Supporté et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure)
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Les plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiale.

- **Dalle pleine en béton armé :**

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour les balcons et la salle machine.

- ❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm

- **Murs intérieurs :**

Les murs intérieurs sont en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**❖ L'escalier :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

**❖ Cages d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé, coulées sur place.

**❖ Les Revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds de 2 cm d'épaisseur.

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

**❖ Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**❖ Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

**❖ Balcon :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine surtout.

**❖ L'acrotère :**

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture terrasse ou à l'extrémité.

Bandeaux périphérique en béton ou maçonnerie qui entouvre une toiture, généralement une terrasse est destinée à recevoir un relevé l'étanchéité.

**I.5. Règlements utilisés :**

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 modifié 2003 et dans le DTR-BC22.

**I.5.1 Principes des justifications :(ArtA1.2BAEL91/modifié99)**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction(ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

**I.5.2 Les différents états limites :**

Nous avons vu en technologie que nous pouvons analyser une construction en termes de fonction : « résister, porter, transmettre... » Cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

Un état limite est qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article A.1.2 du **BAEL91** précise : « qu'un ETAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des ces éléments) est strictement satisfaire et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action ».

-Nous distinguons deux états limites :

**a. États limites ultimes(ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)
- Stabilité de forme (pas de flambement)

**b. États limite de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

## I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.6.1 Le béton :

Le béton est un mélange équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage de ciment et en eau et l'âge de béton.

**Le dosage courant par  $1\text{m}^3$  sera comme suit :**

**-Granulats :**

Sable..... $380 \text{ à } 450\text{dm}^3$  ( $D_g \leq 5\text{mm}$ ).

Gravillons..... $750 \text{ à } 850\text{dm}^3$  ( $D_g \leq 25\text{mm}$ ).

**-Ciment :**..... $300 \text{ à } 400\text{Kg/m}^3$ .

**-Eau :**..... $150 \text{ à } 200\text{L}$ .

### I.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression : (Art 2.1.11 BAEL 91)

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j \leq 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

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

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### I.6.1.2 Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1.12 BAEL91)

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours noté  $f_{tj}$  du béton est calculée à partir de sa résistance à la compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{avec : } f_{tj} \leq 60 \text{ MPA.}$$

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

### I.6.1.3 Contraintes limites à la compression :

#### a) Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3.41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPA}$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

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

- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

### Diagramme contraintes -déformations du béton :(Art A.4.3.41/BAEL91)

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit <<parabole-rectangle>>.

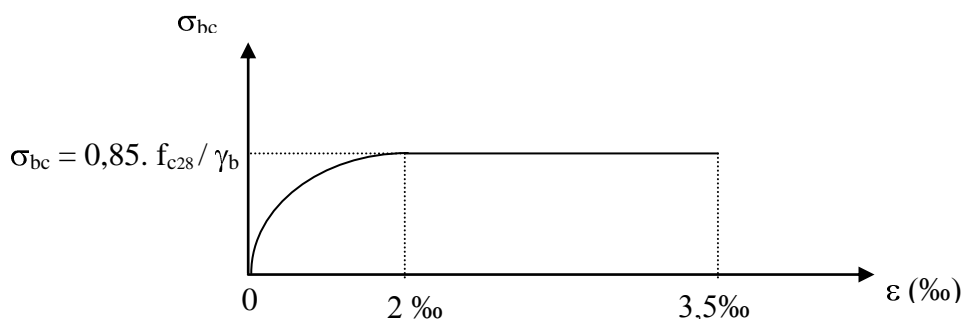


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $\rightleftharpoons$  Compression pure ( $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton)
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$   $\rightleftharpoons$  Compression avec flexion.

-En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

-En compression avec flexion les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

### b) Etat limite de service (ELS): (Art A .4 .5 .2 BAEL9)

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à l'ELS à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 28 = 15 \text{ MPa.}$$

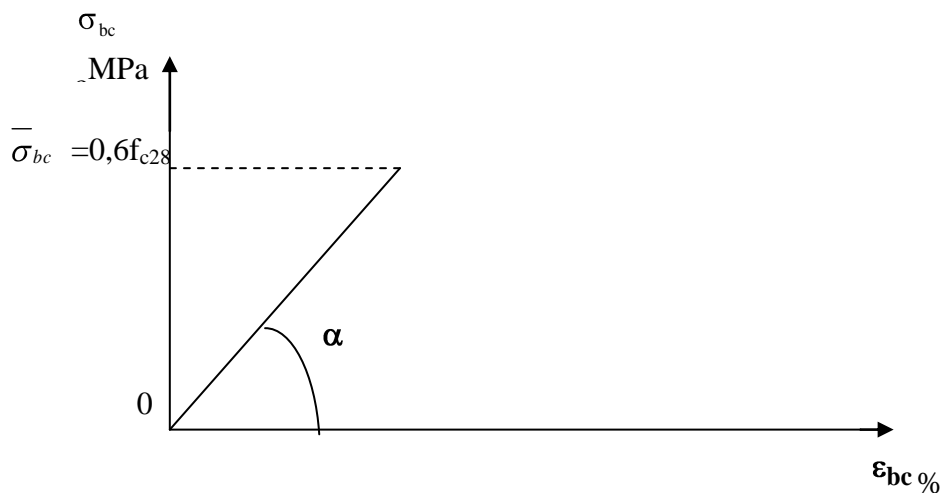


figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

### I.6.1.3 Contrainte limite de cisaillement : (Art A .5.1.21 BAEL91).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant.

$b_0$  : largeur de la section considérée.

$d$  : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left[ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, \quad 5 \text{MPa} \right]$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left[ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, \quad 4 \text{MPa} \right]$$

### I.6.1.4 Module d'élasticité longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

#### a) Module d'élasticité instantanée : (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

#### d) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3 E_{ij}$$

Pour:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

### I.6.1.5 Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

### I.6.1.6 Coefficient de poisson $\nu$ : (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré} \\ \nu = 0 \text{ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.} \end{array} \right.$$

## I.6.2 Les aciers :

### I.6.2.1 généralités :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi]$
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	550	550	8	1,3	1

**Tableau 1 : Caractéristiques des aciers utilisés**

### I.6.2.2 Modules d'élasticité longitudinale : (Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifié99)

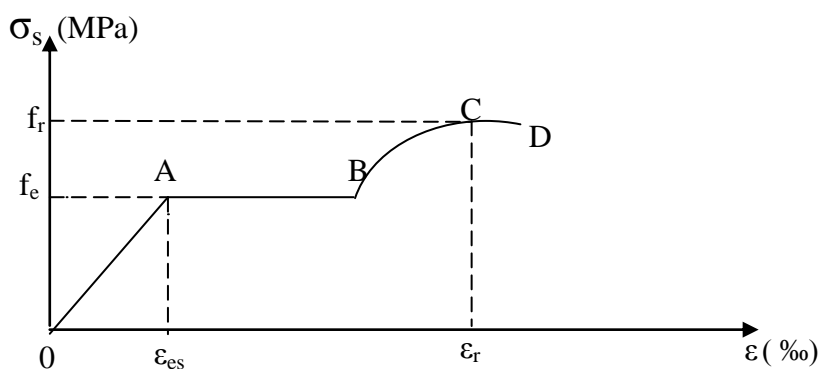
Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 210^5 = 200000 \text{ MPa}$$

### I.6.2.3 Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :



*figure I-3 : diagramme contrainte- déformation des aciers.*

Avec :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

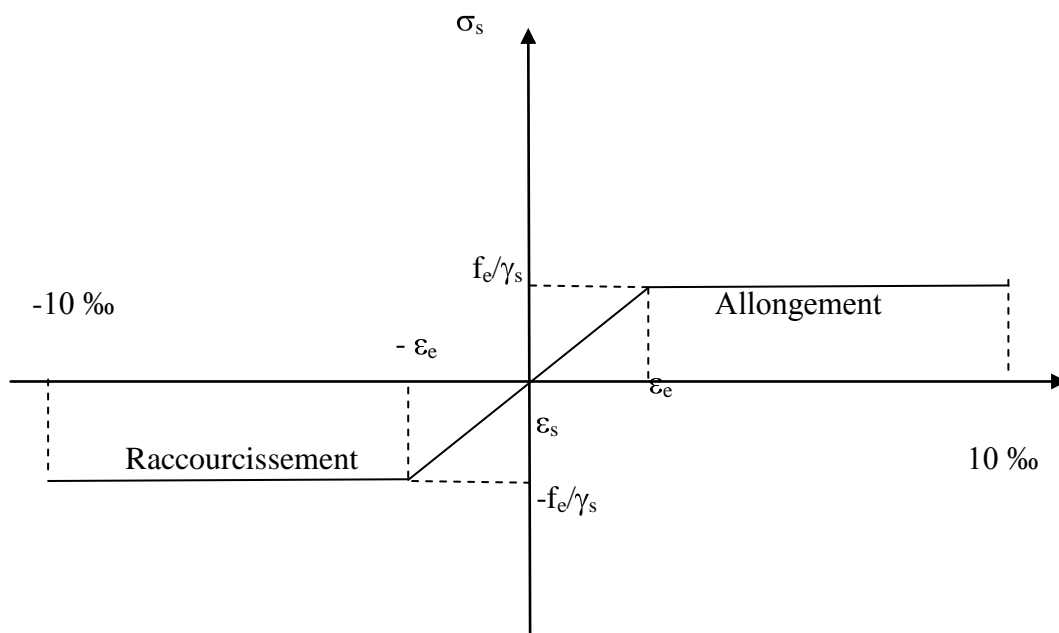
Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

### I.6.2.4 Diagramme contrainte déformation de calcul : (Art : A.2.2.1/BAEL91 modifié 99)

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



*figure I-4 : diagramme contrainte – déformation de calcul.*

Le diagramme contraintes déformations à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la *figure I-4*

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire

### I.6.2.5 Contrainte limite :

- **Contrainte limite de calcul (ELU) :** (Art : A.4.3.2/BAEL91 modifié99)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{En situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{En situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contrainte maximale des armatures tendues (E L S) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

**a) Fissuration peu nuisible : (Art 4-5-33BAEL9 /modifié99)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimique, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter d'être petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barre compatibles avec une mise en place correcte du béton.

**b) Fissuration préjudiciable : (Art 4-5-33 BAEL9 /modifié99)**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})) \text{ MPa}$$

**c) Fissuration très préjudiciable : (Art 4-5-33BAEL9 /modifié99)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

$\mu$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu=1.6 \quad \text{pour les adhérences (HA) de diamètre} \geq 6\text{mm.} \\ \mu=1.3 \quad \text{pour les HA} < 6\text{mm.} \\ \mu=1.0 \quad \text{pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

**I.6.2.6 Protection des armatures :** (Art A.7.2 4 BAEL91)

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

## II.1 Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

## II.2 les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

**a.une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

**b.une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : qui eut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

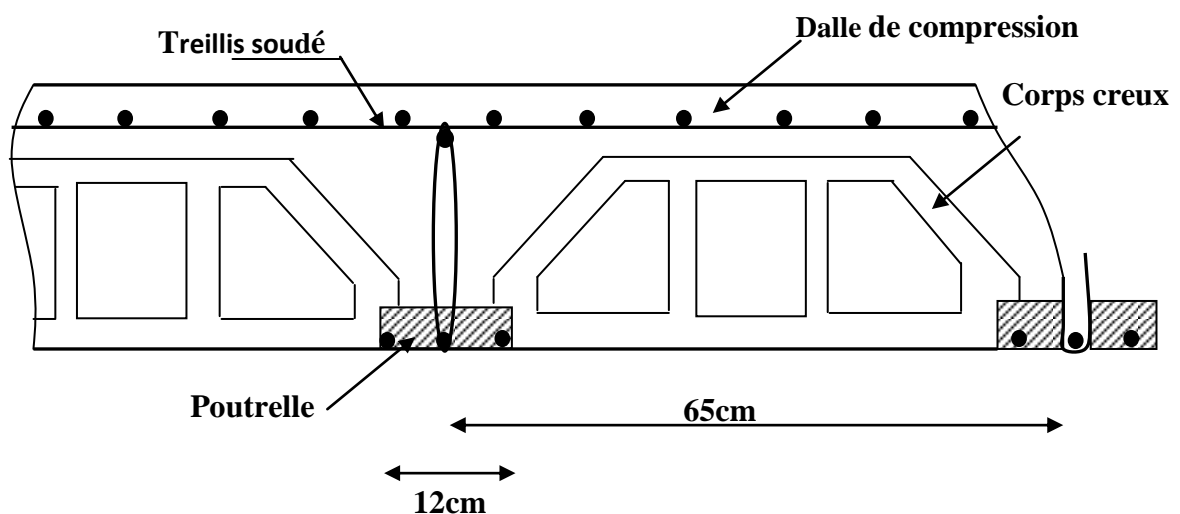


Figure II-1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Ils sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la plus petite portée, et d'une dalle de compression.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur de plancher.} \\ L_{max} : \text{Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas:  $L_{max}=510 - 30 = 480\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{480}{22,5} = 21.33\text{cm}$$

On adoptera:  $h_t = 24 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(20+4)** qui sera valable pour tous les étages courant.

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ épaisseur du corps creux : } \mathbf{20\text{cm}} \\ \bullet \text{ épaisseur de la dalle de compression : } \mathbf{4 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

### II.3 les poutres :

D'après règles déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right.$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{ la portée maximum entre nus d'appuis.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ h : \text{ hauteur de la poutre} \end{array} \right.$$

par ailleurs le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm,} \\ h \geq 30\text{cm,} \\ b/h \leq 4, \\ b_{\max} \leq 1.5+b_1 \end{array} \right\} \quad (\text{Art 7.1.5 RPA99/Version 2003})$$

**Les poutres parallèles à l'axe X sont des poutres principales.**

**Les poutres parallèles à l'axe Y sont des poutres secondaires.**

#### a) poutres principales :

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles.

Dans notre cas on aura :

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon la loi suivante :

- **Hauteur :**

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

$L_{max}$  : désigne la portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis.

$h_t$  = la hauteur totale de la poutre.

Pour  $L_{max} = 560 - 30 = 530$  cm.

On aura :

$$\frac{530}{15} \leq h_t \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 53 \text{ cm.}$$

**Soit:  $h_t = 40$ cm.**

- **Largeur:**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm.}$$

**Soit :  $b = 30$ cm.**

## b) Les poutres secondaires

- **la hauteur :**

$$L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm}$$

**Soit :  $h_t = 35$ cm**

- **La largeur :**

$$0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

**Soit :  $b=30$**

Vérification des conditions exigées par RPA99 (version 2003) :

Conditions	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$	40	35	Vérifiée
$b \geq 20$	30	30	Vérifiée
$h/b$	1.33	1.16	Vérifiée

**Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)**

**Conclusion :** les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

## II.4 Les voiles :

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

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).

### a) Epaisseur :

Selon le RPA99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée min des voiles.} \\ a : \text{épaisseur des voiles.} \end{array} \right.$

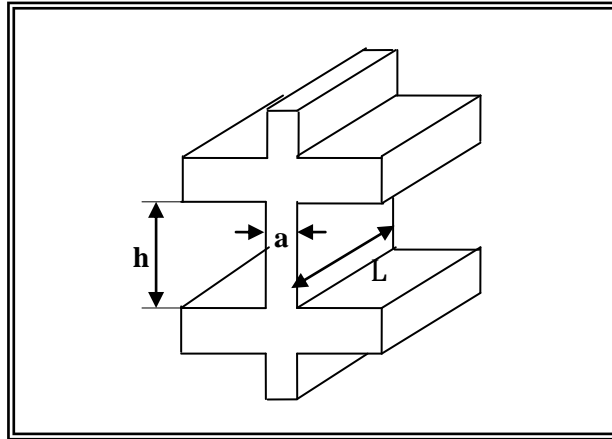


Figure II-2 : Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec une épaisseur minimale de **15cm**.

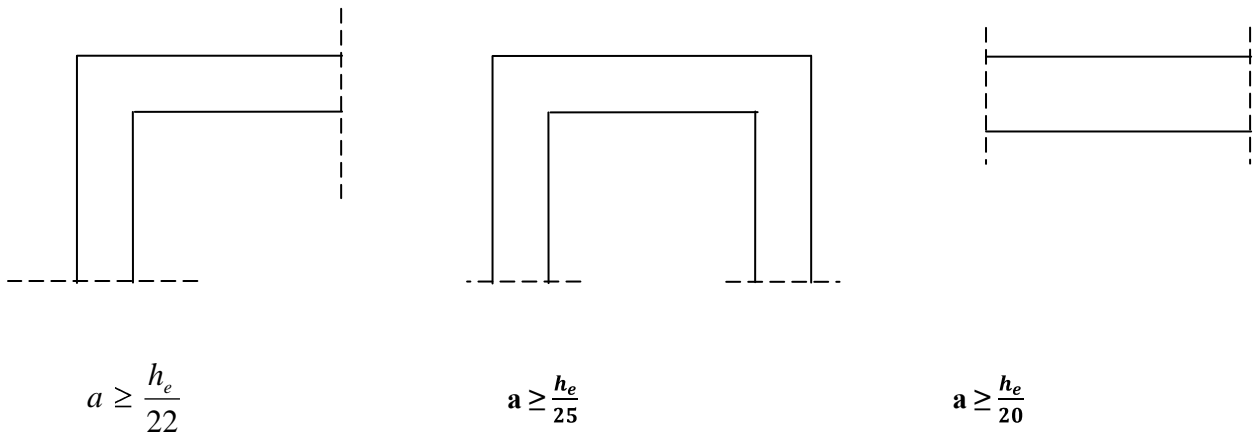


Figure II-3 : coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

$$a \geq \max \left[ \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right]$$

Dans notre cas :  $a \geq \frac{he}{20}$

$$he = H - e_{dalle} = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a=20cm**

### b) Longueur minimal du voile:

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur **L** doit satisfaire la condition suivante :  $L_{\min} \geq 4a$

On a :  $4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$

$L_{\min} = 290 \text{ cm} \geq 60 \text{ cm} \Rightarrow$  **La condition est vérifiée**

## II.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison : **Ns = G + Q**

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Ns} : \text{Effort repris par le poteau.} \\ \mathbf{G} : \text{Charge permanente.} \\ \mathbf{Q} : \text{Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.} \end{array} \right.$$

On supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence)

En tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivant :  $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} : \text{La contrainte de compression admissible du béton, prise égale à :} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ .....en zone I et II<sub>a</sub>.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ .....en zone III et II<sub>b</sub>.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ .
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$ .

### Remarque :

L'effort normal  $\langle\langle N_s \rangle\rangle$  sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

## II.5.1 Descente de charges :

### II.5.1.1 Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

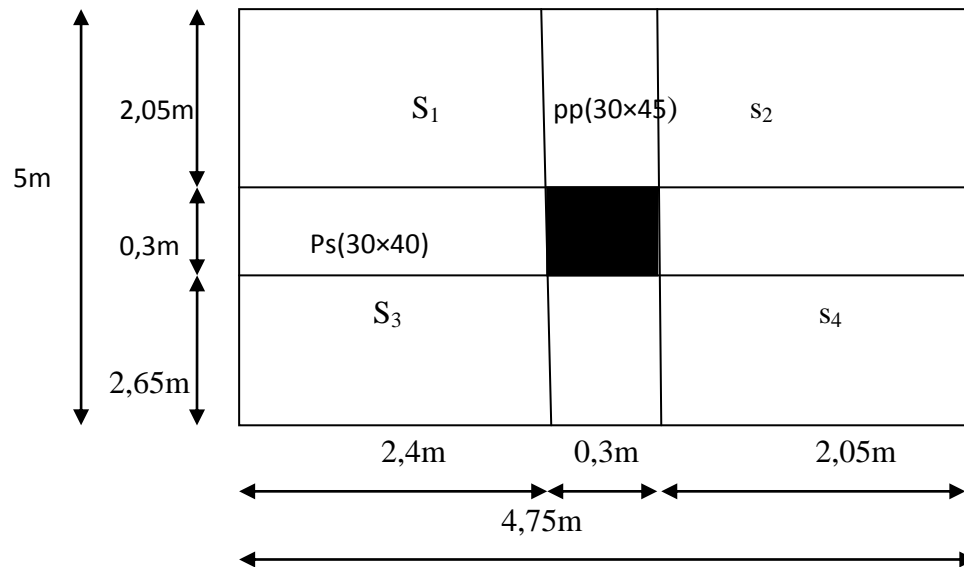


Figure II-4: surface revenant au poteau.

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 4.92 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4.20 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 6.36 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 5.43 \text{ m}^2$$

$$S_t = 20.91 \text{ m}^2$$

### II.5.1.2 détermination des charges et surcharges :

#### A) les charges permanentes :

##### 1/ les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

##### a. Plancher terrasse:

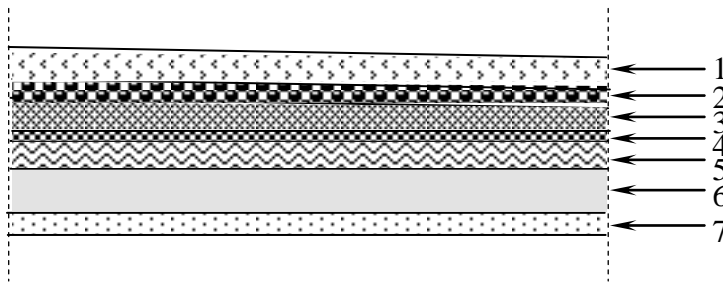


figure II-5 : coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	G charges (KN/ m <sup>2</sup> ) $G=ep \times \rho$
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.1
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
6	Plancher en corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>G<sub>totale</sub></b>				<b>5,95</b>

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

## b. Plancher étage courant :

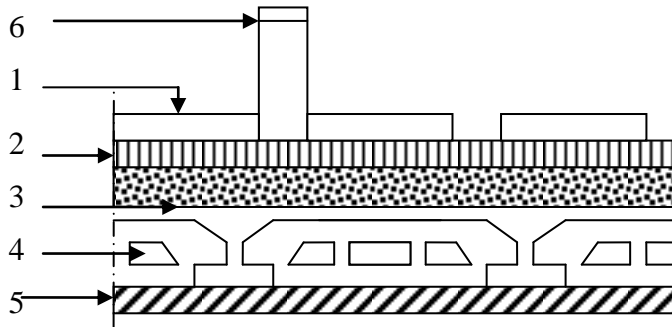


Figure II.6: Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Elles se résument dans le tableau suivant :

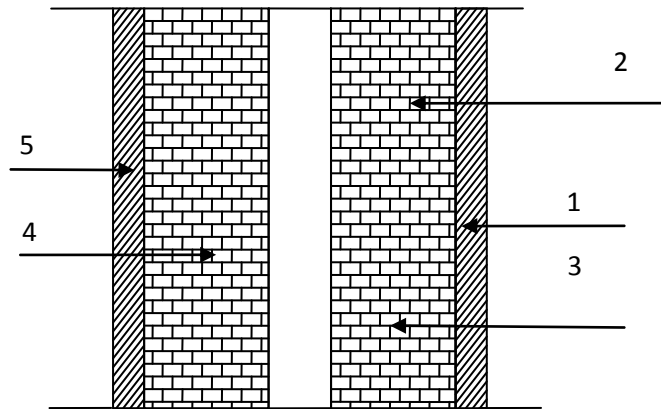
N <sup>o</sup>	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	G charges (KN/m <sup>2</sup> ) $G=ep \times \rho$
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.03	20	0,60
3	Couche de sable	0.02	22	0,44
4	plancher en corps creux (20+4)	0.24	14	3,36
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
6	Cloison en brique creuse	0.10	9	0,90
<b>G<sub>Totale</sub></b>				<b>5,94</b>

Tableau II.3 Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

**2/ Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

**a. Murs extérieurs :**



**Figure II-7 Coupe transversale du mur double cloison**

Elles se résument dans le tableau suivant :

N <sup>0</sup>	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	G charges (KN/m <sup>2</sup> ) $G=ep \times \rho$
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{mex}$				<b>2.36</b>

**Tableau II.4 poids des différents éléments constituant le mur extérieur**

## b. Murs intérieurs :

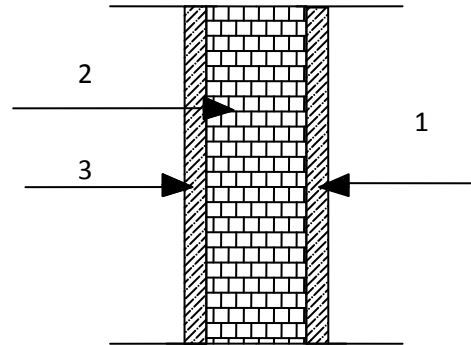


Figure II-8 Coupe transversale du mur en simple cloison

Elles se résument dans le tableau suivant :

N <sup>o</sup>	Éléments	Épaisseur (m)	$\rho$ poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	G charges (KN/m <sup>2</sup> ) $G=ep \times \rho$
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{\min}$				<b>1.30</b>

Tableau II.5 poids des différents éléments constituant le mur intérieur

**3/ Acrotère :**

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

La charge permanente **G** est :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ m.}$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03) / 2 = 0,067 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,067 \times 1 = 1,675 \text{ KN/ml}$$

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

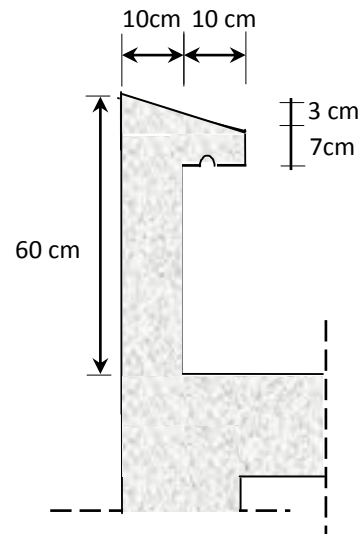


figure II.9: coupe verticale de l'acrotère.

avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S : \text{Section transversale} \end{array} \right.$$

**B) Surcharge d'exploitation :**

De la même manière que pour les charges permanente, nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elle se résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges (KN /m <sup>2</sup> )
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Escalier	4
Balcon	3.5

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation des différents éléments

### II.5.1.3 Détermination du poids propre des éléments :

Avec :

$$\rho = 25 \text{KN/m}^2$$

#### a. Poids revenant à chaque plancher :

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanentes du plancher P(KN)
terrasse	20.91	5,95	$P = S \times G = \mathbf{124,41}$
étage courant	20.91	5,94	$P = S \times G = \mathbf{124,20}$

Tableau II.7 : charges permanentes des planchers

#### b. Poids propre des poutres :

Plancher	Charges permanentes des poutres G (KN/m <sup>2</sup> ) $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totale des poutres (KN) $P_{\text{totale}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}$
Poutres principales	$G_{\text{pp}} = (0,30 \times 0,45 \times 5) \times 25 = \mathbf{16,875}$	$P_{\text{totale}} = \mathbf{30,975}$
Poutres secondaires	$G_{\text{ps}} = (0,30 \times 0,40 \times 4,7) \times 25 = \mathbf{14,10}$	

Tableau II.8 : charges permanentes des poutres

**c. Poids propres des poteaux :**

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

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm.} \\ h = 30 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm en zone III} \\ \text{(Art 7.4.1. RPA99/2003)} \end{array}$$

Poteaux (30×30)	Poids propres $PP=b \times h \times \rho \times h_{\text{libre}}$ (KN)
De RDC à 8 <sup>ème</sup> étages	$PP_e=0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2,66=5,872$

Avec:

$$h_{\text{libre}}=h_{\text{etage}}-h_t$$

$$h_{\text{libre}}=3,06-0,40=2,66\text{m}$$

### II.5.1.4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

#### a. Loi de dégression des charges :q

Les règles du **BAEL 91** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.C2, 2, p17**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

Pour  $n \leq 4m$  :

$$Q_0 = Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n = Q$$

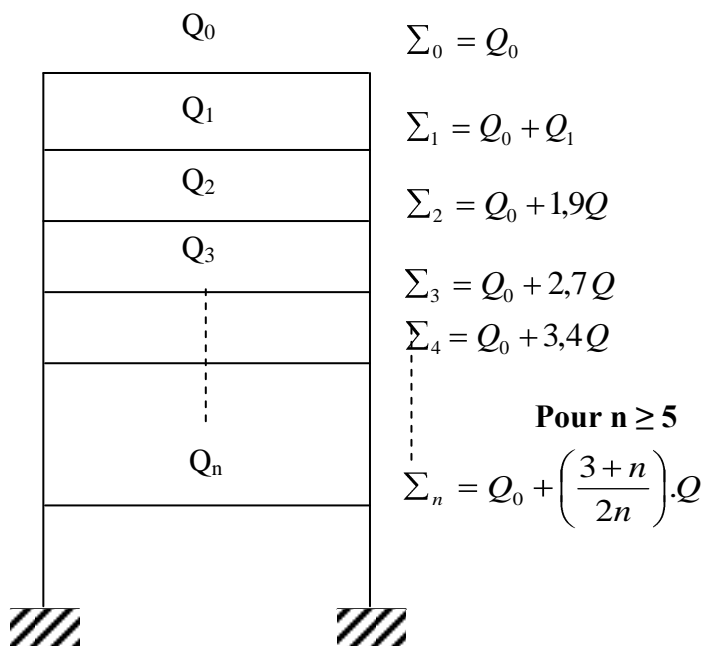


Figure II-10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation des étages courants.
- $Q$  : surcharge d'exploitation à l'étage  $n$  en tenant compte de la dégression des surcharges.

**b. Surcharge d'exploitation :**

éléments	Surcharge d'exploitation (KN)
terrasse	$Q \times S = 1 \times 20,91 = \mathbf{20,91}$
RDC+étage courant	$Q \times S = 1.5 \times 20,91 = \mathbf{31,365}$

- Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

$$Q_0 = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$$

Niveau	Operations	Résultats
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 20,1$	<b>20,91 KN</b>
Niveau8	$Q_0 + 1Q = 20,91 + 31,365$	<b>52,275 KN</b>
Niveau7	$Q_0 + 1,9 Q = 20,91 + 59,4225$	<b>80,3325 KN</b>
Niveau6	$Q_0 + 2,7 Q = 20,91 + 84,4425$	<b>105,3525 KN</b>
Niveau5	$Q_0 + 3,4 Q = 20,91 + 106,335$	<b>127,245 KN</b>
Niveau4	$Q_0 + 4 Q = 20,91 + 125,1$	<b>146,01 KN</b>
Niveau3	$Q_0 + 4,9 Q = 20,91 + 140,7375$	<b>161,647 KN</b>
Niveau2	$Q_0 + 5,8 Q = 20,91 + 156,375$	<b>177,285 KN</b>
Niveau1	$Q_0 + 6,7 Q = 20,91 + 172,012$	<b>192,922 KN</b>
RDC	$Q_0 + 7,6 Q = 20,91 + 187,65$	<b>208,56 KN</b>

**Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitations**

**Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau de poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

▪ Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	Charges Permanente					Surcharges d'exploitation		Efforts	Section du poteau	
	(KN)					(KN)		Normaux	(Cm <sup>2</sup> )	
								(KN)		
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des poteaux	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>n</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	Section trouvée	Section adoptée
8	124.41	30.975	/	155.389	155.389	20.91	20.91	176.299	117.532667	35×35
7	124.2	30.975	5.872	161.047	316.436	31.365	52.275	368.711	245.80733	35×35
6	124.2	30.975	5.872	161.047	477.483	31.365	80.3325	557.815	371.876667	35×35
5	124.2	30.975	5.872	161.047	638.53	31.365	105.3525	743.882	495.92133	40×40
4	124.2	30.975	5.872	161.047	799.577	31.365	127.245	926.822	617.88133	40×40
3	124.2	30.975	5.872	161.047	960.624	31.365	146.01	1106.634	737.756	40×40
2	124.2	30.975	5.872	161.047	1121.671	31.365	161.647	1283.257	855.504667	45×45
1	124.2	30.975	5.872	161.047	1282.718	31.365	177.285	1460	973.33333	45×45
RDC	124.2	30.975	5.872	161.047	1443.765	31.365	192.922	1606.687	1071.12467	45×45

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )
6, 7,8	35×35
3, 4,5	40×40
RDC, 1,2	45×45

**Tableau II.11: section des poteaux adoptés**

## II.5.2 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (modifié et complété en 2003) :

D'après l'article 7.4.1 du RPA (coffrage), nous avons les dimensions minimales suivantes :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	observations
35×35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$	$b_1=35$ $h_1=35$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20.$	$h_e/20=15.3$	Condition vérifié
	$1/4 < b_1/h_1 < 4.$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifié
40×40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$	$b_1=40$ $h_1=40$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20.$	$h_e/20=15.3$	Condition vérifié
	$1/4 < b_1/h_1 < 4.$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifié
45×45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$	$b_1=45$ $h_1=45$	Condition vérifié
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20.$	$h_e/20=15.3$	Condition vérifié
	$1/4 < b_1/h_1 < 4.$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifié

**Tableau II.12 : vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (Art 7.4.1)**

### II.5.3 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tout risque de flambement du poteau. (BAEL 99 B.8.4.1)

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$l_f = 0.7 l_0$  : Longueur de flambement du poteau (Art. B.8.3.3BAEL91)

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I_{yy}}{B}}$ )

$I_{yy}$ : moment d'inertie du poteau  $I_{yy} = b^4/12$

$B$  : section transversale du poteau ( $B = b^2$ )

$l_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i/B} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\frac{12 \times b^2}{b^4}} \leq 50$$

En simplifiant la formule, on aura :  $\lambda = 2,4248 \frac{l_0}{b}$

- Poteau (30 × 30) :  $L_0 = 2.61\text{m}$ .  $\implies \lambda = 21.09$
- Poteau (35 × 35) :  $L_0 = 2.61\text{m}$ .  $\implies \lambda = 18.08$
- Poteau (40 × 40) :  $L_0 = 2.61\text{m}$ .  $\implies \lambda = 15.92$

**Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

## Introduction:

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers et la poutre palière;
- La salle machine ;
- Les balcons ;
- Les planchers à corps creux.

### III.1 calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1 mètre de largeur soumise à la **flexion composée avec compression** due au poids propre de l'acrotère (G) et d'une poussée latérale ( $Q = 1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement ( $M_r$ ) dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

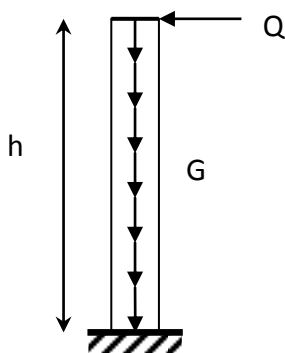


figure III.1.1 : schéma statique

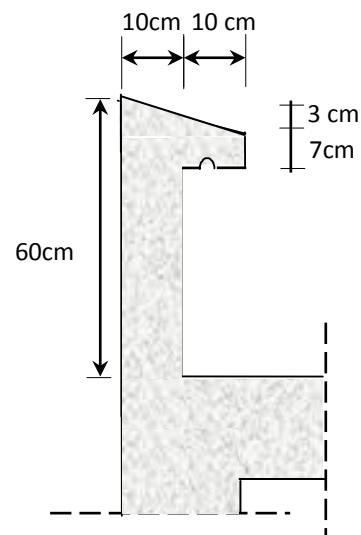


figure III.1.2: coupe verticale de

### III.1.1 Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = S \times \rho \times 1\text{ml.}$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.03 \times 0.2) / 2 = 0,067\text{m}^2$$

Donc:

$$G = 0.067 \times 25 = 1,675\text{KN/ml}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton} = 25\text{KN/m}^3 \\ S : \text{Section transversale.} \end{array} \right.$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :  $Q = 1\text{KN/ml.}$
- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$
- Effort normal dû au poids propre G :  $N_G = G \times 1 = 1.675\text{KN.}$
- Effort normal dû à la surcharge Q :  $N_Q = 0.$
- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KN/ml}$

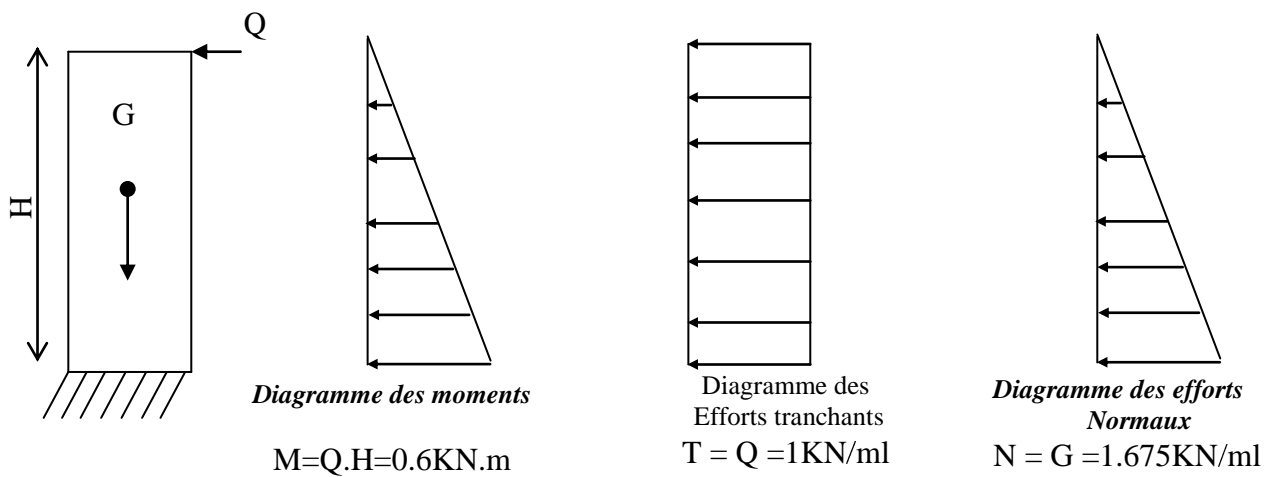


figure III.1.3 : diagramme des efforts internes.

### III.1.2 Combinaison de charges :

#### a. A L'ELU :

La combinaison de charge est :  $1,35.G + 1,5.Q$

➤ Effort normal de compression du à G :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.675 + 0 = 2,261 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 2,261 \text{ KN}$$

➤ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.5 \times M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

**b. A L'ELS :**

La combinaison est : **G + Q**

➤ Effort normal de compression du à G :

$$N_S = N_G + N_Q = 1,675 + 0 = 1,675 \text{ KN}$$

$$N_S = 1,675 \text{ KN}$$

➤ Moment de flexion du à Q :

$$M_S = M_G + M_Q = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 0,6 \text{ KN.m}$$

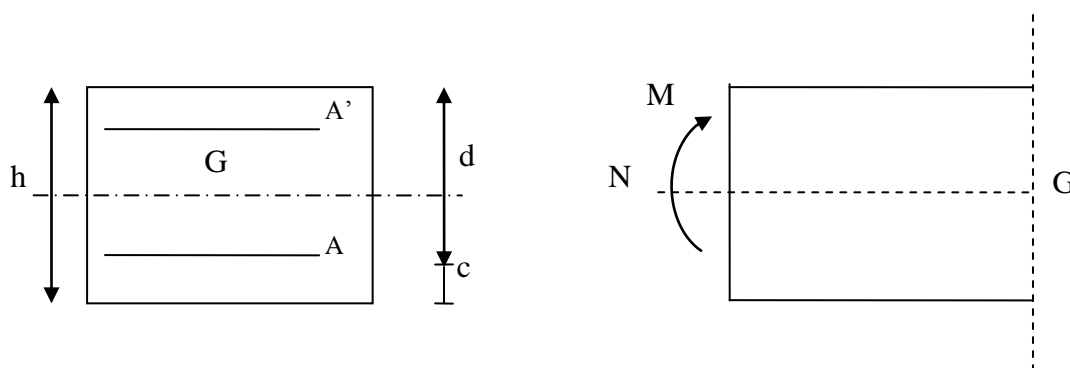
**III.1.3 calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

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

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  et de largeur  $b = 1 \text{ m}$  soumise à la flexion composée.

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



**figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.**

### III.1.3.1 Calcul à L'ELU :

#### a. calcul de l'excentricité :

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 7 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$ .

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 \times 10^2 / 2,261 = 39,80 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \text{ cm}.$$

Le centre de pression ( $C_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression  $\Rightarrow$  **section partiellement comprimée (SPC)**.

Donc La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) puis on se ramène à la flexion composée.

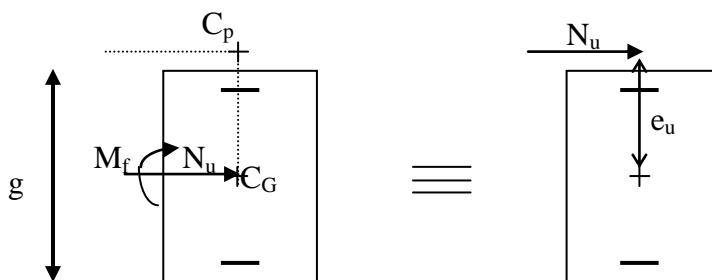


figure III.1.5:section rectangulaire soumise à la flexion composée

#### b. calcul de la section d'armatures en flexion simple :

##### ➤ moment fictif :

Le moment fictif est donnée par :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$g$  : distance entre (c) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + h/2 - c = 39,80 + 10/2 - 3 = 41,8\text{cm.}$$

D'où :

$$M_f = 2,261 \times 41,8 = 94,50\text{KN.cm}$$

$$M_f = 0.945 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

• **Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$\mu_b = \frac{0.85 \cdot f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{94,50 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 100} = 0.013$$

$\mu_b = 0,013 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow$  Pivot **A**  $\Rightarrow$  La section fictive est **simplement armé**.

**Après interpolation :**

$$\mu_b = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935$$

➤ **Section fictive des armatures :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0,390\text{cm}^2 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = 0.390\text{cm}^2$$

### C. Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

Avec :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

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

$$A = 0,390 - \frac{2,261}{34,8} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,330 \text{ cm}^2$$

### III.1.4 vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) : (BAEL91/ Art 4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

- **Armatures principales :**

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

$$A_{\min} > \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \begin{array}{c} e_s - 0,445 \cdot d \\ e_s - 0,185 \cdot d \end{array} \right]$$

Avec :

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

$$e_s = M_s / N_s = 0,4 \cdot 10^2 / 1,175 = 34,04 \text{ cm}$$

$$e_s = 34,04 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} - \frac{34,04 - 0,445(7)}{34,04 - 0,185(7)} = 0,798 \text{ cm}^2$$

### Conclusion:

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU ( $A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2 > A = 0,215 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée), donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte; on adoptera:

$$A = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = 60/3 = 20 \text{ cm}$$

### • Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{1,50}{4} = 0,375 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA}8 \Rightarrow A_r = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = 60/3 = 20 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification au cisaillement : (art A.5.1.211 BAEL91 /Modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement.}$$

**La fissuration est préjudiciable, donc :**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Et

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante.} \\ V_u = 1,5 \times Q \end{array} \right.$$

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN/cm}^2 = 0,02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A .6.1. 3BAEL91/)**

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement = 1.5 pour les aciers d'haut adhérence (FeE400).

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 3 \times 0,8 = 7,53 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 7,53 \times 8} = 0,395 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée} \rightarrow \text{donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

➤ **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t=15\text{cm} < \min \left\{ 3h ; 33\text{cm} \right\} = 30\text{cm}.$$

⇒ **Condition vérifiée.**

$$\text{Armatures de réparation : } S_t=15\text{cm} < \min \left\{ 4h ; 45\text{cm} \right\} = 40\text{cm}.$$

⇒ **Condition vérifiée.**

➤ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droite est :

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

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

D'après le BAEL91(Art6.1.221), la longueur du scellement pour les HA 400

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}.$$

Donc on opte pour :  $l_s = 32\text{cm}$ .

### III.1.5 Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

$$\text{Dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

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

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

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$\bar{\sigma}_{st}$  : Dépend du type de fissuration

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

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

Avec :

$\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration pour les aciers d'haut adhérence.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{10^2 \times 3,14}{10^2 \times 7} = 0,448$$

**Après interpolation :**

$$\rho_1 = 0,448 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,4 \times 10^3}{0,898 \times 7 \times 3,14} = 20,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,26 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{34,02} \times 20,26 = 0,595 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  **Condition est vérifiée.**

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

### III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99) :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la

formule :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

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

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A = 0.25$  (Zone III, groupe d'usage 2).

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (tableau 6-1 du RPA99/2003)

Dans notre cas  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1,175 \text{ KN/ml}$

D'où :  $F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,175 = 0,94 \text{ KN/ml}$   $F_p = 0,94 < Q = 1 \text{ KN/ml}$ . → Condition vérifiée.

### III.1.7 Conclusion :

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

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

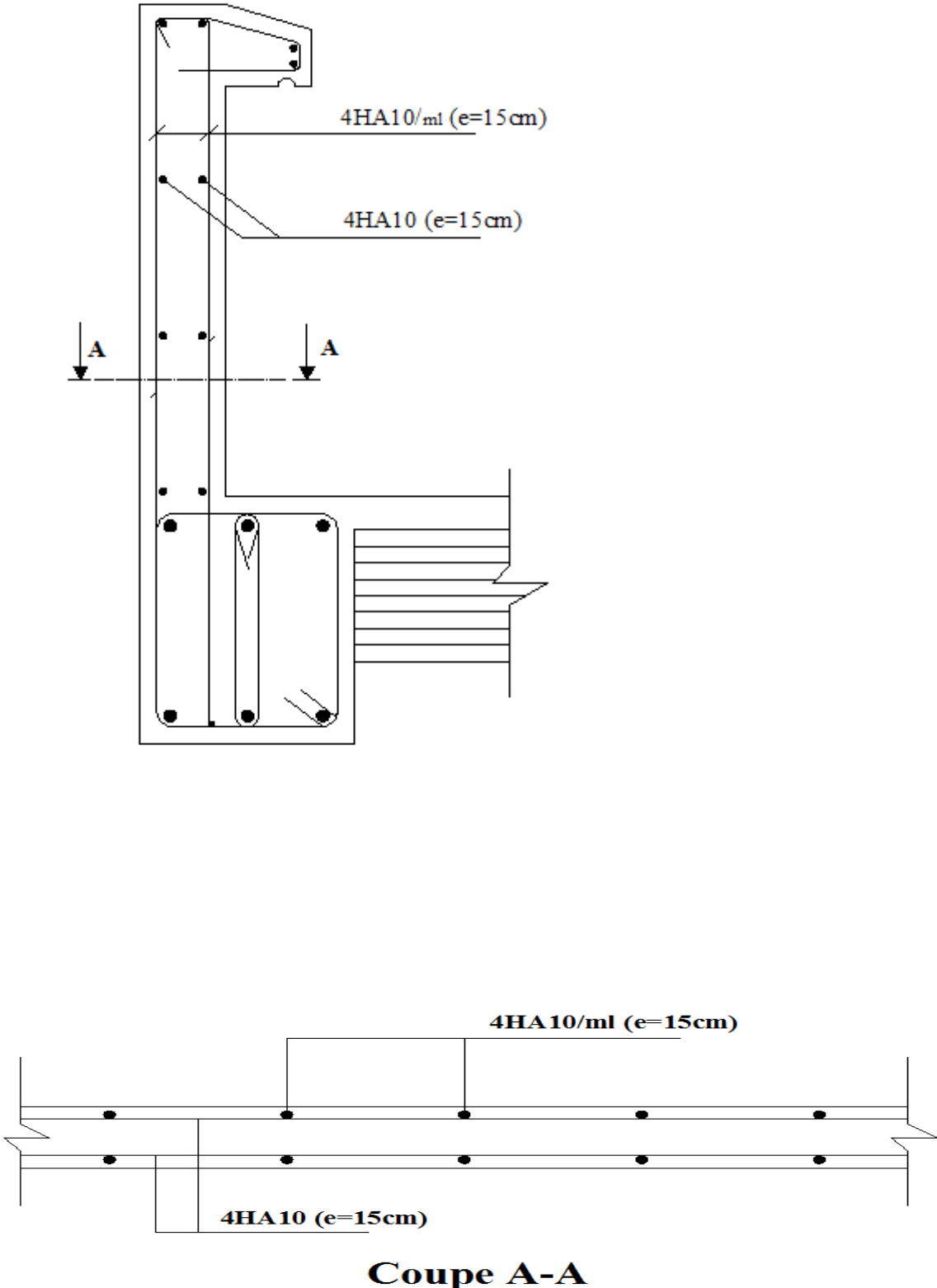


Figure III.1.6: Ferrailage de l'acrotère.

## III.2 Calcul des planchers :

### III.2.1 plancher en corps creux:

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (20) avec une dalle de compression de 4cm (20+4).

Le plancher à corps creux est constitué de :

-nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65 cm.

-remplissage en corps creux ; sont utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20cm.

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

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

### III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

-33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} \quad l : \text{distance entre axe des poutrelles } (50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}).$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad l : \text{distance entre axe des poutrelles } (l \leq 50 \text{ cm}).$$

Dans notre  $l=65\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

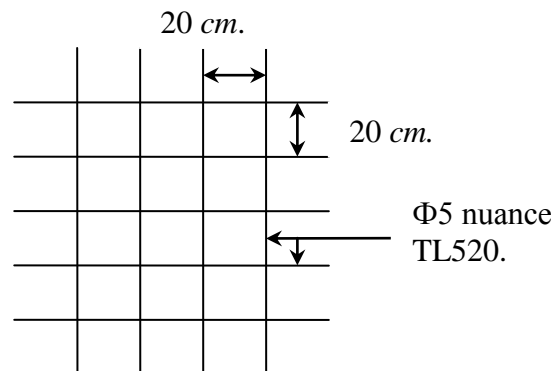
- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- ❖ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(4 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$ .



**figure III.2.1 : Treillis soudés  $(200 \times 200) \text{ mm}^2$ .**

### III.2.3 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Comme la montre la figure ci- dessous :

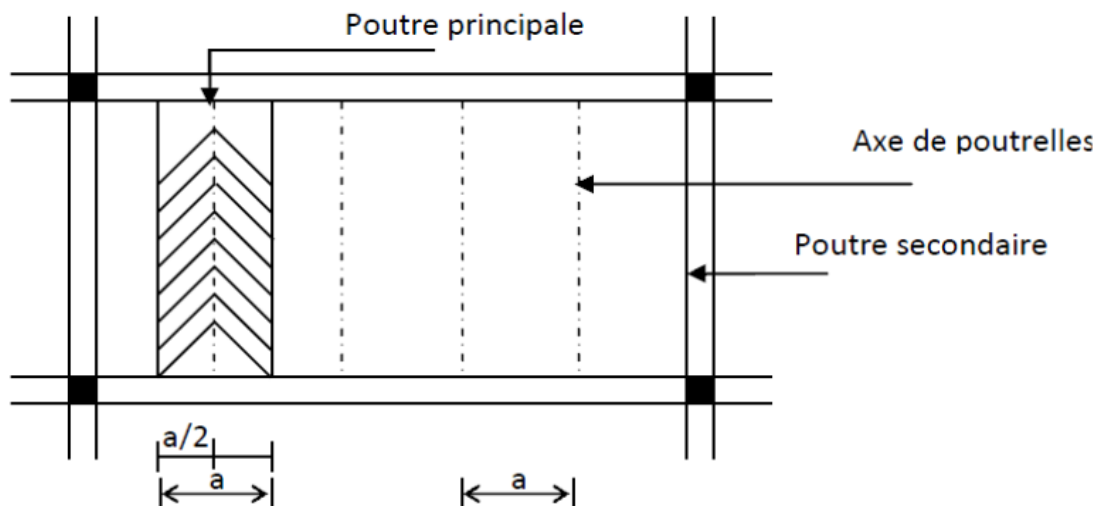


Figure III.2 : surface revenant aux poutrelles

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### III.2.3.1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et celui de la main d'œuvre.

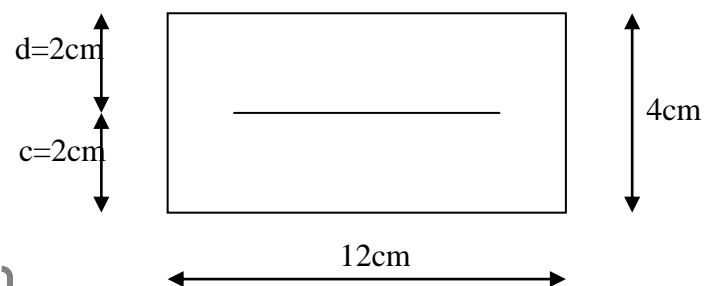
- **Dimensionnement :**

$b=12\text{cm}$  Largeur de la poutrelle.

$h=4\text{cm}$  Hauteur de la poutrelle.

$c=2\text{cm}$  Enrobage.

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



✓ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = \mathbf{0.12 \text{ KN / ml}}$$

✓ Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = \mathbf{0.6175 \text{ KN/ ml}}$$

✓ poids total:

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.6175 = \mathbf{0.7375 \text{ KN/ ml.}}$$

✓ Surcharge de l'ouvrier :

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

### 1) Calcul à l'ELU :

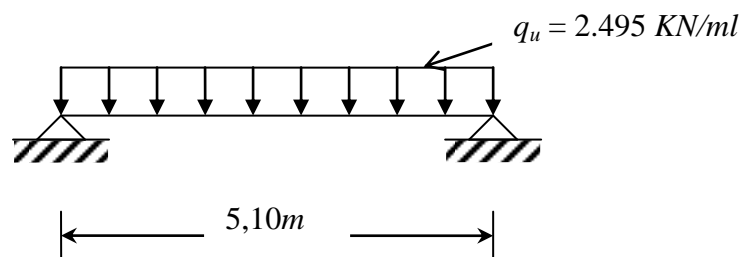
Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

- Combinaison de charges :

$$L = 5,10 \text{ m}$$

$$L_{\text{utilisé}} = 5,10 - 30 = 4,80 \text{ m.}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = \{ 1,35 \times 0,7375 \} + \{ 1,5 \times 1 \} = 2,495 \text{ KN / ml.}$$



*Figure III.2.3: Schéma de calcul de la poutrelle.*

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.495 \times \frac{8,10^2}{8} = 8,11 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.495 \times 5,10}{2} = 6,362 \text{ KN}$$

## 2) Ferrailage :

$$b = 12 \text{ cm.} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm} \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.} \quad (d : \text{ hauteur utile}).$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{8,11 \times 10^6}{(20) \times (2)^2 \times 14.2} = 11,898$$

$$\mu_u = 11,898 > \mu_e = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

## Conclusion :

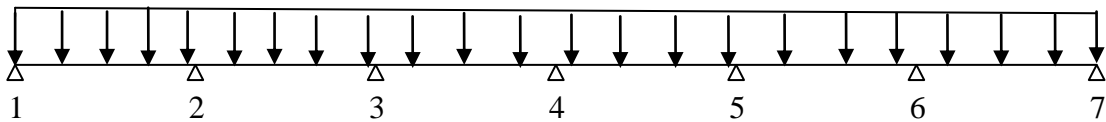
La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

### III.2.3.2 Etape après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

#### III.2.2.2.1) poutrelle continue appuie sur 7 appuis :



##### 1) Dimensionnement de la poutrelle (article A.4.1/BAEL 91) :

$h$  : hauteur de la poutrelle (**20+4**)

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( **$h_0 = 4\text{cm}$** )

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

$b_1$  : débord.

$b$  : entre axe des poutrelles ( $b=65\text{cm}$ ).

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

$L_0$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53\text{ cm}.$$

$L_1$  : longueur de la plus grande travée.

$$L_1 = 5.10\text{m}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{ 6.5; 5.1; 40 \}$$

$$b_1 = 26.5\text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65\text{ cm}$$

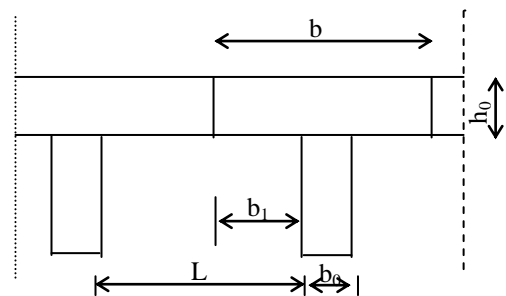


figure III.2.4 : Dimensions de la poutrelle.

## 2) Combinaison de charge :

-poids propre du plancher (étage courant) :  $G = 5,94 \times 0,65 = 3,861 \text{ KN / ml}$ .

-poids propre du plancher terrasse :  $G = 5,95 \times 0,65 = 3,867 \text{ KN / ml}$ .

-surcharge d'exploitation : usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

: Dernier étage :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

**Note** : nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable.

$$G = 5,94 \times 0,65 = 3,861 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

## 3) Choix de la méthode du calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

## 4) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

**(Article B.6.2, 210/BAEL91 modifié99)**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes.

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

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

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} < \max \{ 2G = 2 \times 3,861 = 7,722 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

⇒ **Condition vérifiée**

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$l_1/l_2=3.40/3.40=1$$

$$l_2/l_3=3.40/3.40=1$$

$$l_3/l_4=3.40/5.10=0.66$$

$$l_4/l_5=5.10/4.40=1.16$$

$$L_5/l_6=4.40/4.00=1.1$$

$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

### Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

## 5) Rappel sur la méthode des trois moments :

### a. Les Moments :

- Aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6E (W_i^s + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i} \quad ; \quad W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

$W_i^g$  ;  $W_i^d$  : respectivement les rotation à gauche et à droite de l'appui(i) considéré.

$M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments aux appuis,  $i+1$ ,  $i$ ,  $i+1$  pris avec leurs signe

• **aux travées :**

$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x \longrightarrow$  moment à l'abscisse  $X$  de la travée hyperstatique.

Avec :

$\mu x$  : Moment de réduction isostatique tel que :

$$\mu x = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

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

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

**b. Efforts tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - q \times x + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \longrightarrow T(i) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{-q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

Avec :

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

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

## 6) Application :

### 6.1) Combinaison de charge :

c. *ELU* :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,67 \text{KN/ml}$

d. *ELS* :  $q_s = G + Q = 4,836 \text{KN/ml}$

### 6.2) Schéma statique de calcul :

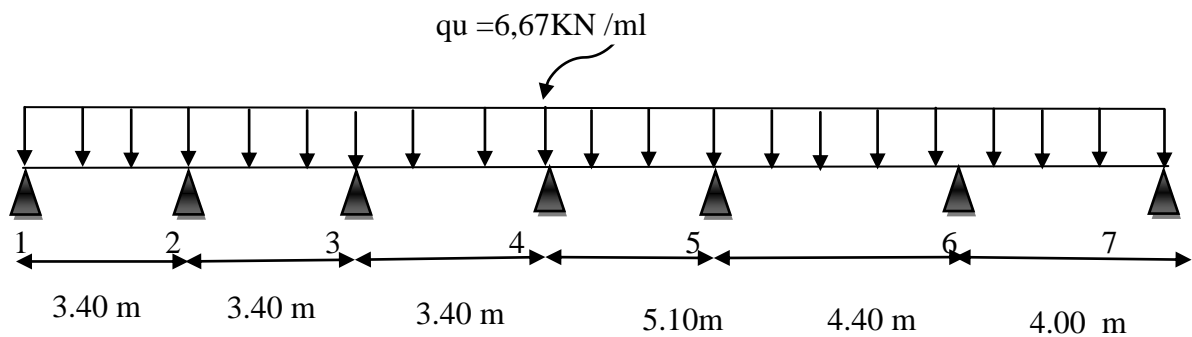


figure III.2.5: Schéma statique de la poutrelle

### 6.3 Calcul à l'ELU :

#### 6.3.1 Calcul des moments :

##### a) Calcul des moments :

- Aux appuis :

L'appui 1 :  $6,8M_1 + 3,4M_2 = -65,53$

L'appui 2 :  $3,4M_1 + 13,6M_2 + 3,4M_3 = -131,06$

L'appui 3 :  $3,4M_2 + 13,6M_3 + 3,4M_4 = -131,06$

$$\text{L'appui 4 : } 3.4M_3+17M_4+5.1M_5 = -286,72$$

$$\text{L'appui 5 : } 5.1M_4+19M_5+4.4M_6 = -363.23$$

$$\text{L'appui 6 : } 4.4M_5+16.8M_6 +4M_7 = -246.76$$

$$\text{L'appui 7: } 4M_6 +8M_7=-45.02$$

-La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -6,2150$$

$$M_2 = -6,8436$$

$$M_3 = -4,9578$$

$$M_4 = -11,8723$$

$$M_5 = -13,3401$$

$$M_6 = -11,1860$$

$$M_7 = -0,0345$$

- **En travée :**

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

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

- ✓ Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

**Travée (1-2)**  $\rightarrow x = 1,67 \text{ m} \rightarrow M_{t1-2} = 3,728 \text{ KN.m}$

**Travée (2-3)**  $\rightarrow x = 1,78 \text{ m} \rightarrow M_{t2-3} = 3,760 \text{ KN.m}$

**Travée (3-4)**  $\rightarrow x = 1,39 \text{ m} \rightarrow M_{t3-4} = 1,533 \text{ KN.m}$

**Travée (4-5)**  $\rightarrow x = 2,50 \text{ m} \rightarrow M_{t4-5} = 9,444 \text{ KN.m}$

**Travée (5-6)**  $\rightarrow x = 2,27 \text{ m} \rightarrow M_{t5-6} = 3,896 \text{ KN.m}$

**Travée (6-7)**  $\rightarrow x = 2,41 \text{ m} \rightarrow M_{t6-7} = 8,312 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

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

- **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

➤ **Aux appuis :**

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = -2,0716 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -2,2812 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1,6526 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,9574 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,4467 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,7286 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -0,0115 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

On recalcule les moments avec les valeurs des moments réduits aux appuis

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,69 \text{ m} \rightarrow M_{t1-2} = 7,462 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,72 \text{ m} \rightarrow M_{t2-3} = 7,673 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,59 \text{ m} \rightarrow M_{t3-4} = 6,867 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 2,53 \text{ m} \rightarrow M_{t4-5} = 17,484 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2,22 \text{ m} \rightarrow M_{t5-6} = 12,056 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 2,13 \text{ m} \rightarrow M_{t6-7} = 11,534 \text{ KN.m}$$

### 6.3.2 Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - q \times x + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \longrightarrow T(i) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{-q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow T_w = 11,277 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,40 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow T_w = 11,523 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,154 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow T_w = 10,661 \text{ KN}$$

$$T_e = -12,016 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow T_w = 16,912 \text{ KN}$$

$$T_e = -17,10 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow T_w = 14,837 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,510 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow T_w = 14,269 \text{ KN}$$

$$T_e = -12,40 \text{ KN}$$

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

	L(m)	M <sub>w</sub> KN.m	M <sub>e</sub> KN.m	M <sub>t</sub> KN.m	T <sub>w</sub> KN	T <sub>w</sub> (KN)
<b>Travée1-2</b>	3,4	-2,0716	-2,2812	7,462	11,277	-11,40
<b>Travée2-3</b>	3,4	-2,2812	-1,6526	7,673	11,523	-11,154
<b>Travée3-4</b>	3,4	-1,6526	-3,9574	6,867	10,661	-12,016
<b>Travée4-5</b>	5,10	-3,6574	-4,4467	17,484	16,912	17,10
<b>Travée5-6</b>	4,4	-4,4467	-3,7286	12,056	14,837	-14,510
<b>Travée6-7</b>	4	-3,7286	-0,0115	11,534	14,269	-12,40

Tableau III.2.1 : Calcul des efforts tranchants et moments.

### 6.3.3 Les diagrammes à l'ELU :

- Diagramme des moments :

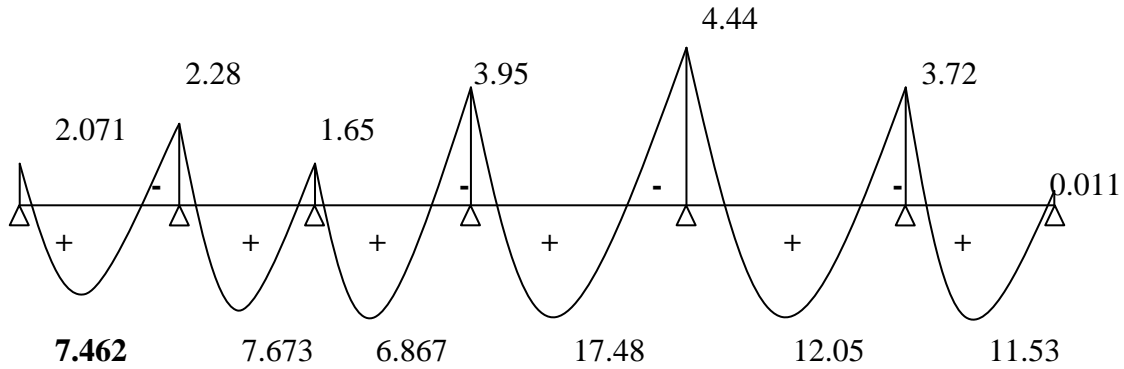


Figure III.2.6 : diagramme des moments fléchissant.

- Diagramme des efforts tranchants :

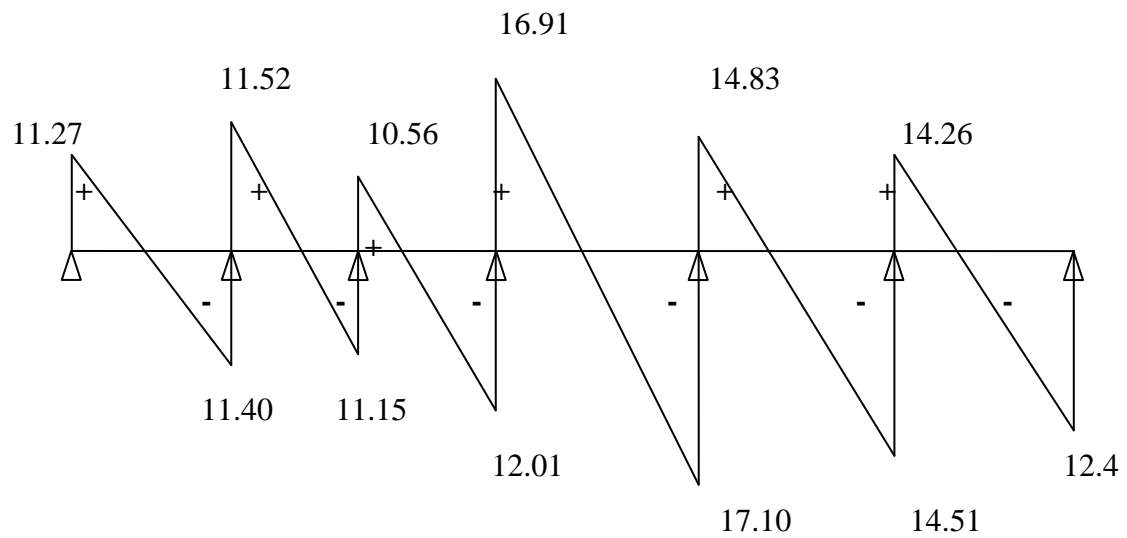


Figure III.2.7 : diagramme des efforts tranchants.

### 7) ferrailage de la poutrelle à l'état limite ultime(ELU) :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment max en travée et sur appuis.

- **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

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

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

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

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

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

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

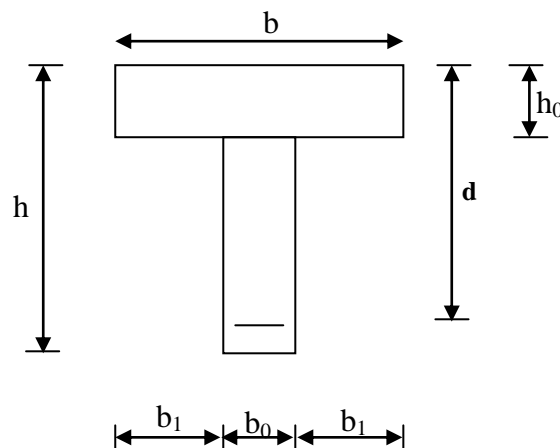


figure III.2.8 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées

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

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

a) Armatures longitudinales :

- En travée :

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 17,484 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression ( $M_{ab}^t$ ) :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$$M_{ab}^t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_u = 17,484 \text{ KN.m} < M_{ab}^t = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de

Compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b"

et de hauteur "h"

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,484}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,058 < 0,392 \dots \dots \dots \text{Section}$$

Simplement Armé  $\rightarrow$  (Asc = 0).

- Les armatures nécessaires (traction) :

$$\mu = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{17,484}{0,970 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 2,877 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,877 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_{st} = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$ .

- Aux appuis :

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

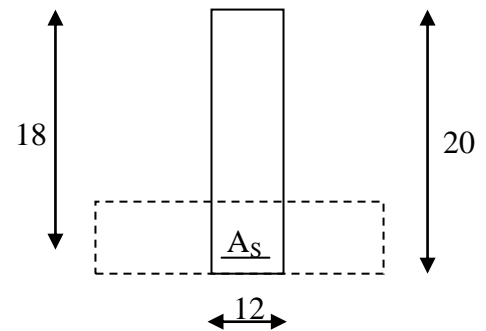
Avec :

$$b = 12 \text{ cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$



Le moment max aux appuis :

$$M_{\max}^a = 4,4467 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{4,4467}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,08.$$

$\mu = 0,08 < 0,392 \rightarrow$  Section Simplement Armé  $\rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

- Les armatures nécessaires (traction) :

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4,4467}{0,958 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,741 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

## 8) Vérifications à L'ELU :

### a) Vérification à la condition de non fragilité (Art 4.2 ,1BAEL 99) :

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur  $b$  armé d'une section  $A_s$ .

Cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis:**

$$A_{sa} = 3,08 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

### b) Justification sous sollicitation de l'effort tranchant :(Art A.5.1/BAE99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$ , prise conventionnellement égale à :

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi = 1.5 \text{ (haut adhérence).}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres} = n \times \pi \times \Phi).$$

$$\tau_u = \frac{17,10 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 14} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,2 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### c) Etat ultime des armatures d'âme :(Art A.1, 23/BAEL91modifié99)

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})b_0s_t}{0,9f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1,15(1,2 - 0,3 \times 2,1)12 \times 15}{0,9 \times 400} = \mathbf{0,327}$$

$$A_{\min} = 0,327 \text{ cm}^2 < A_t = 6,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### d) Etat limite ultime du béton de l'âme :(Art A 5.1, 21/BEAL91modifié99)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier :

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

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

$$\tau_u = 1,2 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,3/BAEL91 modifié 99 :**

Pour les appuis simples, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{\max} \leq V_{\max} = \frac{0,4 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{d'où : } a \leq 0,9d$$

$$V_{\max} = \frac{0,4 \times 0,12 \times (0,9 \times 0,18) \times 25 \times 10^3}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 17,10 \text{ KN} \leq V_{\max} = 129,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifier.}$$

**b) Armatures transversales :**

• **Section minimale d'armatures d'âme :(art A.51, 22/BAEL 91modifié 99)**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ .

On doit savoir:

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \implies A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des cours successive de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : **0.9d et 40 cm.**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 ; 40\text{cm} \}$$

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

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 12 \times 15}{400} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 0,18 \text{ cm}^2$$

**-Possibilité de bétonnage correct :(Art A.5.1,22/BAEL 91modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à **h/35** (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

Le diamètre minimal des armatures transversales (Art. A.7.2/BAEL 99) est donné par :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \max \right\} = \min \{ 2 ; 0,57 ; 1,2 \} = 0,57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

$\Phi$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un étrier **T8**, soit 2 brins :  $A_t^{\min} = 0,18 \text{ cm}^2 < A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

### Conclusion :

Les armatures transversales serrant réalisées par des **étriers T8**, avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

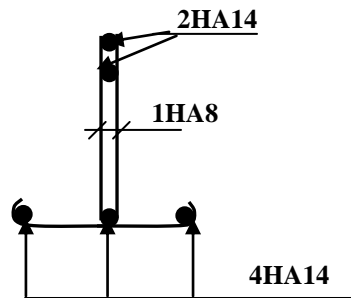


figure III.2.9: Plan de ferrailage de poutrelle

### c) Calcul de l'ancrage : (BAEL99.Art. A-6-1-2)

- **Ancrage rectiligne** : (Art A.5.1,22/BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donné par l'expression :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$L_s = 35,27 \text{ cm}$$

**Forfaitairement :**

$$L_s = 40 \times \Phi$$

$$L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

$$L_s = 56 \text{ cm}$$

• **Pour les armatures comportant des crochets :**

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet  $L_c$  est au moins égale à **0.4  $L_s$**  pour les aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0.4 \times L_s$$

$$L_c = 0.4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 14,108 \text{ cm.}$$

$$L_c = 0.4 \times 56 = 22,4 \text{ cm} \quad L_a = 22,4 \text{ cm}$$

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

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge ( $q_u$ ).

Il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par ( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ) pour

obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient  $I = \frac{q_s}{q_u}$

avec :

$$q_u = 6,67 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4,836 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,836}{6,67} = \mathbf{0.72}$$

### 1) Moments fléchissant :

- **En travée :**

Pour la travée de rive (1-2) :  $M_{1-2} = 7,462 \times I = 5,372 \text{ KN.m}$

Pour la travée (2-3) :  $M_{2-3} = 7,673 \times I = 5,524 \text{ KN.m}$

Pour la travée (3-4) :  $M_{3-4} = 6,867 \times I = 4,944 \text{ KN.m}$

Pour la travée (4-5) :  $M_{4-5} = 17,484 \times I = 12,588 \text{ KN.m}$

Pour la travée (5-6) :  $M_{5-6} = 12,051 \times I = 8,676 \text{ KN.m}$

Pour la travée (6-7) :  $M_{6-7} = 11,534 \times I = 8,304 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis :**

$$M_1 = -2,0716 \times I = -2,124 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -2,2812 \times I = -1,642 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1,6526 \times I = -1,189 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,9574 \times I = -2,849 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,4467 \times I = -3,201 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,7286 \times I = -2,684 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -0,0115 \times I = -0,008 \text{ KN.m}$$

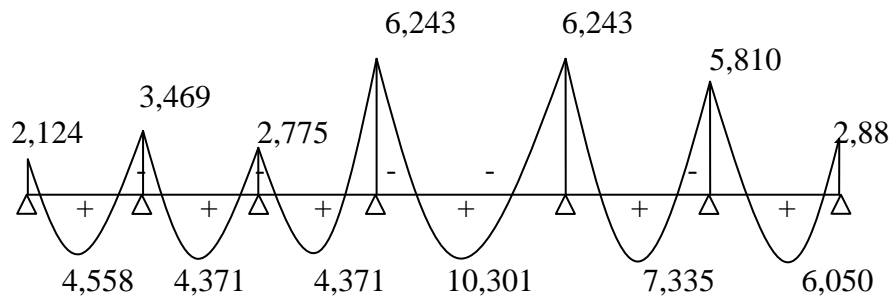


Figure III.2.10 diagramme des moments fléchissant à ELS

2) Efforts tranchants :

Travée (1-2) →  $T_w = 11,277 \times I = 8,119 \text{ KN}$        $T_e = -11,40 \times I = -8,208 \text{ KN}$

Travée (2-3) →  $T_w = 11,523 \times I = 8,296 \text{ KN}$        $T_e = -11,154 \times I = -8,03 \text{ KN}$

Travée (3-4) →  $T_w = 10,661 \times I = 7,675 \text{ KN}$        $T_e = -12,016 \times I = -8,651 \text{ KN}$

Travée (4-5) →  $T_w = 16,912 \times I = 12,176 \text{ KN}$        $T_e = -17,10 \times I = -12,312 \text{ KN}$

Travée (5-6) →  $T_w = 14,837 \times I = 10,682 \text{ KN}$        $T_e = -14,510 \times I = -10,447 \text{ KN}$

Travée (6-7) →  $T_w = 14,269 \times I = 10,273 \text{ KN}$        $T_e = -12,40 \times I = -8,928 \text{ KN}$

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

	L(m)	$M_w$ KN.m	$M_e$ KN.m	$M_t$ KN.m	$T_w$ KN	$T_w$ (KN)
Travée1-2	3,4	-2,124	-1,642	5,372	8,119	-8,208
Travée2-3	3,4	-1,642	-1,189	5,524	8,296	-8,03
Travée3-4	3,4	-1,189	-2,849	4,944	7,675	-8,651
Travée4-5	5,10	-2,849	-3,201	12,588	12,176	-12,312
Travée5-6	4,4	-3,201	-2,684	8,676	10,682	-10,447
Travée6-7	4	-2,684	-0,008	8,304	10,273	-8,928

Tableau III.2.2: Calcul des efforts tranchants et moments.

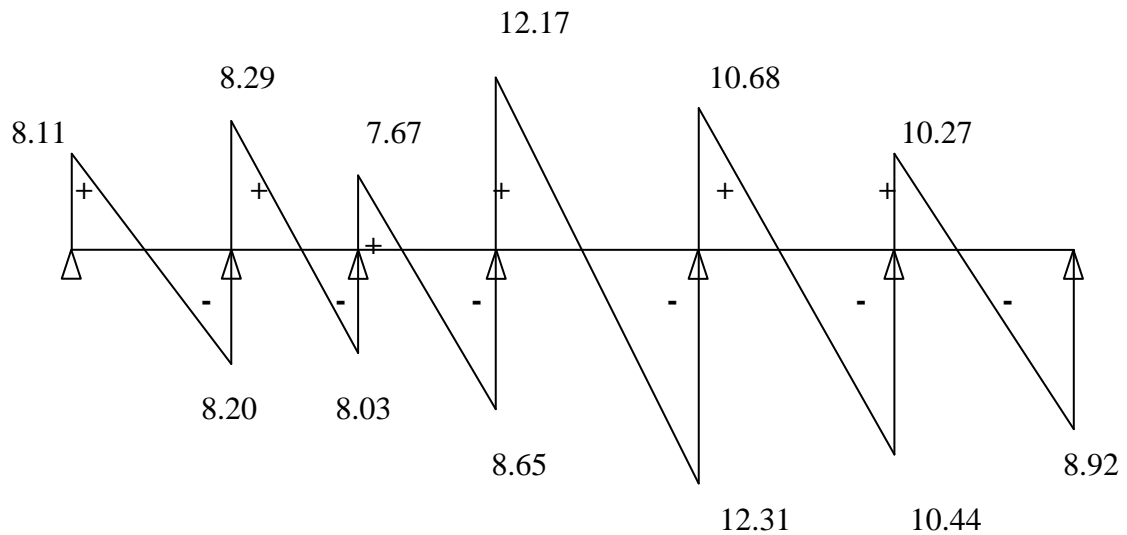


Figure III.2.11 diagramme des efforts tranchants à l'ELS

## 10) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

### a) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

Il y a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$\beta_1$  et  $K_1$  sont en fonction de  $\rho_1$  avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 12,588 \text{ KN.m}$$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  **$A_s = 4 \phi 14 = 6,15 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100.A_S}{b_0.d} = \frac{100 \times 6,15}{12 \times 18} = 2,84$$

Après interpolation :

$$\rightarrow \beta_1 = 0,803 \rightarrow \alpha_1 = 0,591 \rightarrow K_1 = 10,38$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{12,588 \times 10^6}{0,8196 \times 180 \times 615} = 141,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\rho_s}{k_1} = \frac{141,60}{10,38} = 13,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc :

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

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 3,201 \text{ KN.m}$$

La section d'armatures adoptée aux appuis :  $A_s = 2\phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3,08}{12 \times 18} = 1,426$$

Après interpolation :

$$\rightarrow \beta_1 = 0,841 \rightarrow \alpha_1 = 0,477 \rightarrow K_1 = 16,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3,201 \times 10^6}{0,841 \times 180 \times 308} = 68,654 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68,654}{16,49} = 4,163 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

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

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

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions ; Donc **Fissuration peu**

**Préjudiciable**  $\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400\text{MPa}$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 141,60\text{MPa} < f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 68,654 \text{ MPa} < f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation –vérification de la flèche :**

**(Art A.3.6.51/BAEL91modifier99)**

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

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

c)  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .

avec :

$h$  : hauteur de la poutrelle=20cm

$L$  : porté entre nue d'appuis=480cm

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

$A$  : section des armatures.

$b_0$  : largeur de nervure.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0,0416 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifier.}$$

$\implies$  La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

### ✓ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9,6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

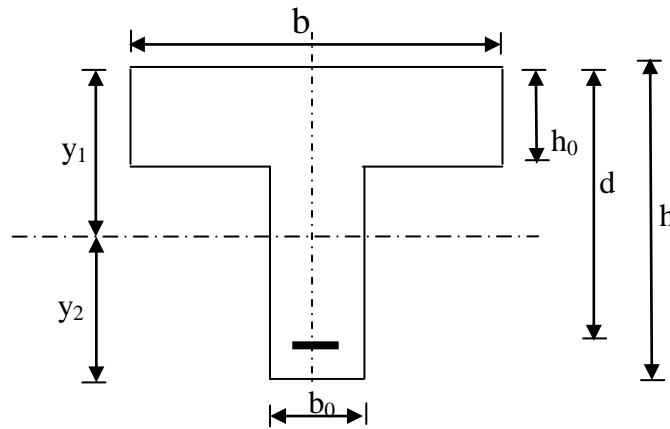
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

avec :

$B_0$  la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (5 - 12) \cdot \frac{4^2}{2} + 15 \times 6,15 \times 18}{12 \times 20 + (5 - 12) \cdot 4 + 15 \times 6,15}$$

$$y_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 8,23 = 11,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (8,23^3 + 11,77^3)}{3} + (5 - 12) \cdot 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 8,23 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 6,15 (1,77 - 2)^2$$

$$I_0 = 26033,79 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6,15}{12 \times 18} = 0,028 \quad \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$P(\%) = 2,8$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,588 \times 10^4}{0,971 \times 180 \times 6,15} = 117,10 \text{ Mpa}$$

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 2,2} = 0,0058$$

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

$$\mu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 2,2 \times 117,10 + 2,1} \right] = 0,996$$

Alors :

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

$$I_{yfv} = \frac{1,1 \times 26033,79}{1 + 0,996 \times 0,0058} = 28473,78 \text{ cm}^2$$

$$I_{yfv} = 28473,78 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

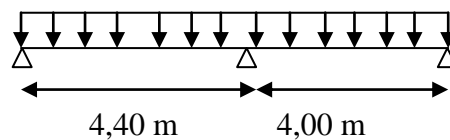
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{12,588 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 10818,86 \times 28473,78 \times 10^4} = 9,41 \text{ mm}$$

$$f = 9,41 \text{ mm} < \bar{f} = 9,6 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.2.3.2.2) Poutrelle appuyée sur 3 appuis :

#### 1) Schémas statique de calcul :



## 2) Combinaison de charge :

$$ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,67 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4,836 \text{ KN/ml}$$

## 3) calcul à l'ELU :

### 3.1 Calcule des moments :

- Aux appuis :

$$\text{L'appui 1 : } 8,8M_1 + 4,4M_2 = -142,04$$

$$\text{L'appui 2 : } 4,4M_1 + 16,8M_2 + 4M_3 = -248,76$$

$$\text{L'appui 3 : } 4M_2 + 8M_3 = -131,06$$

-La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -11,2052$$

$$M_2 = -9,8714$$

$$M_3 = -8,4043$$

- En travée :

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

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow \mathbf{X} = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

✓ Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

**Travée (1-2)** → x = 2,24 m →  $M_{t1-2} = 5,777 \text{ KN.m}$

**Travée (2-3)** → x = 2,04m →  $M_{t2-3} = 4,212 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

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

- **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

➤ **Aux appuis :**

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = -3,735 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,290 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2,801 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

On recalcule les moments avec les valeurs des moments réduits aux appuis

**Travée (1-2)** →  $x = 1,69$  m →  $M_{t1-2} = 1,925$  KN.m

**Travée (2-3)** →  $x = 1,72$  m →  $M_{t2-3} = 1,404$  KN.m

### 3.2 Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - q \times x + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \longrightarrow T(i) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{-q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{L_{i+1}}$$

**Travée (1-2)** →  $T_w = 13,077$  KN

$T_e = -16,27$  KN

**Travée (2-3)** →  $T_w = 11,817$  KN

$T_e = -14,862$  KN

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

	<b>L(m)</b>	<b>M<sub>w</sub> KN.m</b>	<b>M<sub>e</sub> KN.m</b>	<b>M<sub>t</sub> KN.m</b>	<b>T<sub>w</sub> KN</b>	<b>T<sub>w</sub> (KN)</b>
<b>Travée1-2</b>	4,4	-3,735	-3,290	1,925	13,077	-16,27
<b>Travée2-3</b>	4	-3,290	-2,801	1,404	11,817	-14,862

*Tableau III.2.3: Calcul des efforts tranchants et moments.*

### 3.3 Les diagrammes à l'ELU :

- Diagramme des moments :

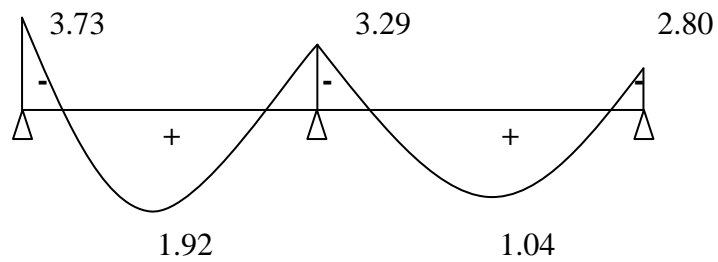


Figure III.2.12 : diagramme des moments fléchissant.

- Diagramme des efforts tranchants :

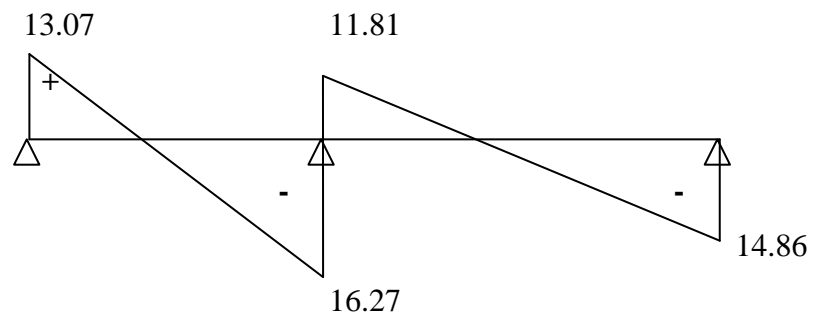


Figure III.2.13 : diagramme des efforts tranchants.

#### 4) ferrailage de la poutrelle à l'état limite ultime(ELU) :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment max en travée et sur appuis.

- **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

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

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

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

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

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

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

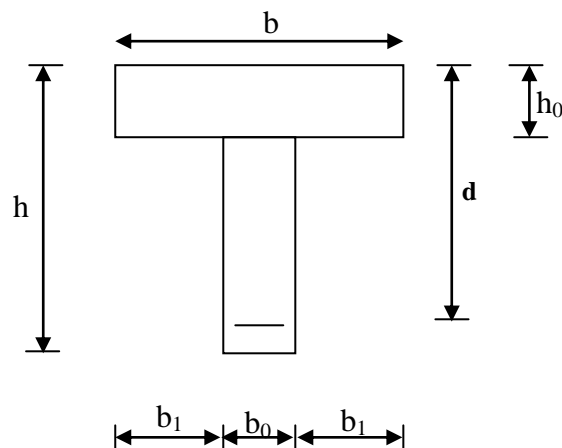


figure III.2.14 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées

- **Caractéristiques des matériaux :**

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

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

- a. **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 1,925 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression ( $M_{ab}^t$ ) :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$$M_{ab}^t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_u = 1,925 \text{ KN.m} < M_{ab}^t = 59,072 \text{ KNm} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de Compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b"

et de hauteur "h"

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,925}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,006 < 0,392 \dots \dots \text{Section}$$

Simplement Armé  $\rightarrow$  (Asc = 0).

- Les armatures nécessaires (traction) :

$$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{1,925}{0,997 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,308 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,308 \text{ cm}^2$$

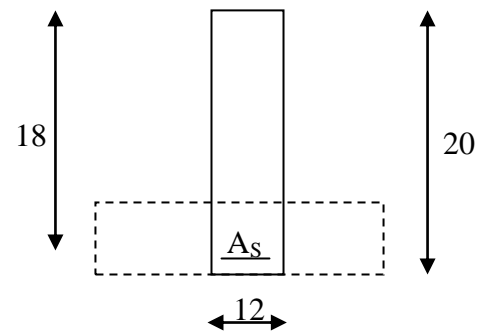
On adopte:  $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$ .

- Aux appuis :

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

Avec :

$$\begin{aligned} b &= 12 \text{ cm} \\ c &= 2 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ d &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$



Le moment max aux appuis :

$$M_{\max}^a = 3,735 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{3,735}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,067.$$

$\mu = 0,067 < 0,392 \rightarrow$  Section Simplement Armé  $\rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

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

$$\mu = 0,067 \rightarrow \beta = 0,9655$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{3,735}{0,9655 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,617 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

## 5) Vérifications à L'ELU :

### a) Vérification à la condition de non fragilité (Art 4.2 ,1BAEL 99) :

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur  $b$  armé d'une section  $A_s$ .

Cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$A_{sa} = 3,08 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**b) Justification sous sollicitation de l'effort tranchant :(Art A.5.1/BAE99)**

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$ , prise conventionnellement égale à :

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

Avec :

$\Psi = 1.5$  (haut adhérence).

$f_{t28} = 2.1$  MPa.

$$\bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres =  $n \times \pi \times \Phi$ ).

$$\tau_u = \frac{17,10 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 14} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,2 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) Etat ultime des armatures d'âme :(Art A.1, 23/BAEL91modifié99)**

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 s_t}{0,9 f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1,15 (1,2 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 15}{0,9 \times 400} = \mathbf{0,327}$$

$$A_{\min}=0,327 \text{ cm}^2 < A_t=4,62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

**d) Etat limite ultime du béton de l'âme :(Art A 5.1, 21/BEAL91modifié99)**

Dans le cas ou les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier :

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

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

$$\tau_u=1,2 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,3/BAEL91modifié99) :**

Pour les appuis simples, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{\max} \leq V_{\max} = \frac{0,4 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{d'où : } a \leq 0,9d$$

$$V_{\max} = \frac{0,4 \times 0,12 \times (0,9 \times 0,18) \times 25 \times 10^3}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max}=17,10 \text{ KN} \leq V_{\max}=129,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifier.}$$

### b) Armatures transversales :

- **Section minimale d'armatures d'âme :(art A.51, 22/BAEL 91modifié 99)**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ .

On doit savoir:

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \implies A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des cours successive de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : **0.9d et 40 cm.**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 ; 40\text{cm} \}$$

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

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 12 \times 15}{400} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 0,18 \text{ cm}^2$$

#### **-Possibilité de bétonnage correct :(Art A.5.1,22/BAEL 91modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à **h/35** (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

Le diamètre minimal des armatures transversales (Art. A.7.2/BAEL 99) est donné par :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \max \right\} = \min \left\{ 2 ; 0,57 ; 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

$\Phi$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un étrier  $\emptyset 6$ , soit 2 brins :  $A_t^{\min} = 0,18 \text{ cm}^2 < A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

### Conclusion :

Les armatures transversales serrant réalisées par des **étriers  $\emptyset 6$** , avec un espacement constant  **$S_t = 15 \text{ cm}$**  sur la totalité des poutrelles.

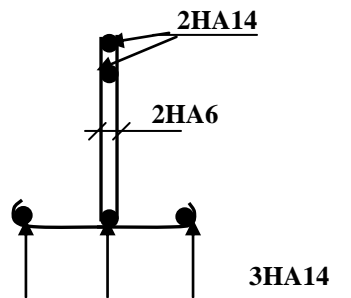


Figure III.2.15: Plan de ferrailage de poutrelle

- **Calcul de l'ancrage : (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

- ✓ **Ancrage rectiligne :(Art A.5.1,22/BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donné par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_s=35,27cm}$$

- ✓ **Forfaitairement :**

$$L_s = 40 \times \Phi$$

$$L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{L_s=56cm}$$

- **Pour les armatures comportant des crochets :**

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet  $L_c$  est au moins égale à **0.4**  $L_s$  pour les aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0.4 \times L_s$$

$$L_c = 0.4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L_a=14,108cm.}$$

$$L_c = 0.4 \times 56 = 22,4 \text{ cm} \quad \mathbf{L_a=22,4 cm}$$

## 6) calcul à l'état limite de service (ELS) :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge ( $q_u$ ).

Il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par ( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ) pour

obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient  $I = \frac{q_s}{q_u}$

avec :

$$q_u = 6,67 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4,836 \text{ KN/ml.}$$

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,836}{6,67} = 0.72$$

### a. Moments fléchissant :

- **En travée :**

Pour la travée de rive (1-2) :  $M_{1-2} = 1,925 \times I = 1,386 \text{ KN.m}$

Pour la travée (2-3) :  $M_{2-3} = 1,404 \times I = 1,010 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis :**

$$M_1 = -3,735 \times I = -2,689 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,290 \times I = -2,368 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2,801 \times I = -2,016 \text{ KN.m}$$

**b. Efforts tranchants :**

**Travée (1-2)** →  $T_w = 13,077 \times I = 9,415 \text{ KN}$        $T_e = -16,27 \times I = -11,714 \text{ KN}$

**Travée (2-3)** →  $T_w = 11,817 \times I = 8,508 \text{ KN}$        $T_e = -14,862 \times I = -10,70 \text{ KN}$

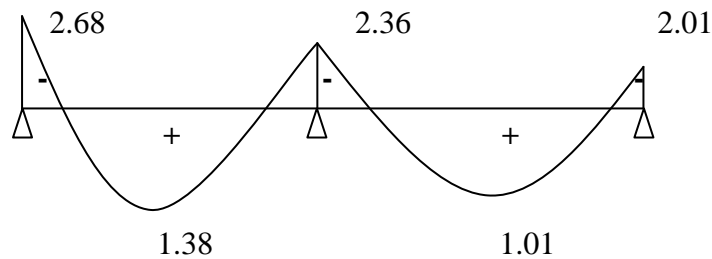
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

	L(m)	$M_w$ KN.m	$M_e$ KN.m	$M_t$ KN.m	$T_w$ KN	$T_e$ (KN)
<b>Travée1-2</b>	4,4	-2,689	-2,368	1,386	9,415	-11,714
<b>Travée2-3</b>	4	-2,368	-2,016	1,010	8,508	-10,70

*Tableau III.2.4: Calcul des efforts tranchants et moments.*

**C. les diagrammes à l'ELS :**

- **Diagramme des moments :**



**Figure III.2.16: diagramme des moments fléchissant.**

- Diagramme des efforts tranchants :

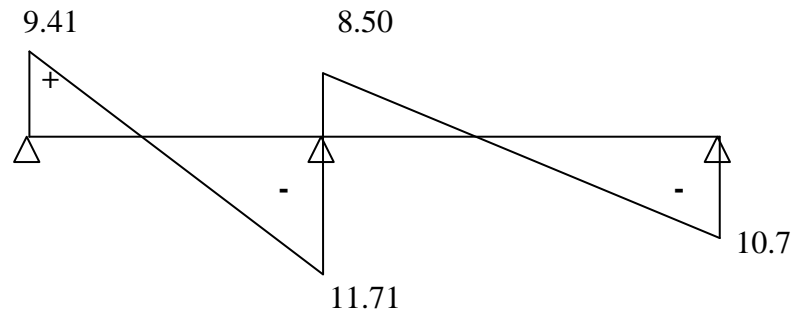


Figure III.2.17 : diagramme des efforts tranchants.

## 7) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

### a. Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

Il y a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$\beta_1$  et  $K_1$  sont en fonction de  $\rho_1$  avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 1,386 \text{ KN.m}$$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  **$A_s = 3 \phi 14 = 4.62 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2,138$$

Après interpolation :

$$\rightarrow \beta_1 = 0,8196 \rightarrow \alpha_1 = 0,543 \rightarrow K_1 = 12,64$$

- ✓ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{1,386 \times 10^6}{0,8196 \times 180 \times 462} = 20,335 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\rho_s}{k_1} = \frac{2,138}{12,64} = 0,172 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc :

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

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 2,689 \text{ KN.m}$$

La section d'armatures adoptée aux appuis :  $A_s = 2\phi 14 = 3.08 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.08}{12 \times 18} = 1,426$$

Après interpolation :

$$\rightarrow \beta_1 = 0,841 \rightarrow \alpha_1 = 0,477 \rightarrow K_1 = 16,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{2,689 \times 10^6}{0,841 \times 180 \times 308} = 57,67 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{57,67}{16,49} = 3,497 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

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

### b. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions ; Donc **Fissuration peu**

**Préjudiciable**  $\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 20,335 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 57,67 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Etat limite de déformation –vérification de la flèche :****(Art A.3.6.51/BAEL91modifier99)**

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

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

avec :

h : hauteur de la poutrelle=20cm

L : portée entre nœuds d'appuis=480cm

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

$b_0$  : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0,0417 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

$\implies$  La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

✓ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8,2 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

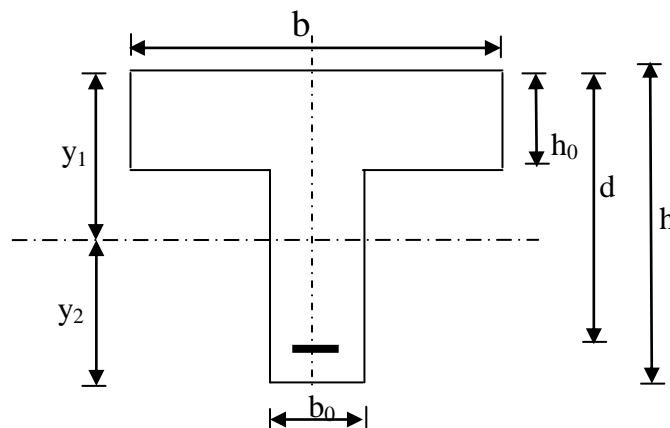
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

avec :

$B_0$  la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (5 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 18}{12 \times 20 + (5 - 12) 4 + 15 \times 4,62}$$

$$y_1 = 7,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,81 = 12,18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,81^3 + 12,18^3)}{3} + (5 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 (2,18 - 2)^2$$

$$I_0 = 23753,91 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,022 \quad \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$P(\%) = 2,2$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,386 \times 10^4}{0,974 \times 180 \times 4,62} = 17,11 \text{ Mpa}$$

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 2,2} = 0,00747$$

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

$$\mu = \max \left[ 0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 2,2 \times 17,11 + 2,1} \right] = 0,975$$

Alors :

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

$$I_{yfv} = \frac{1,1 \times 23753,91}{1 + 0,975 \times 0,00747} = 25940,19 \text{ cm}^2$$

$$I_{yfv} = 25940,19 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{1,386 \times 10^6 \times 100^2}{10 \times 10818,86 \times 25940,19 \times 10^4} = 0,83 \text{ mm}$$

$$f = 0,83 \text{ mm} < \bar{f} = 8,2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.3 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

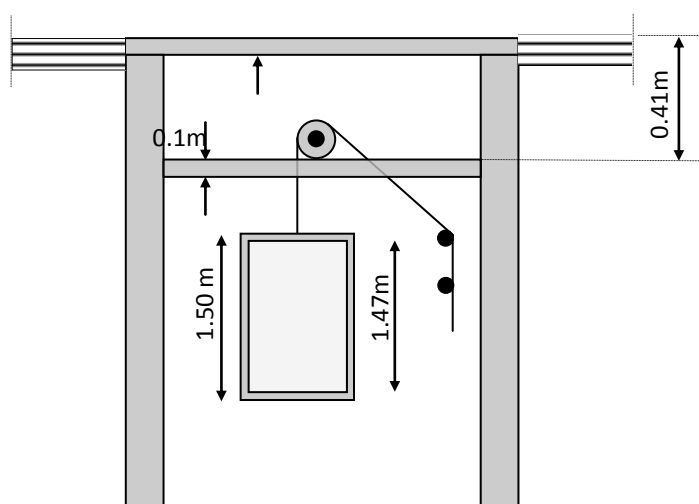
#### III.3.1 Définition :

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine appuyée sur ses 4 coté.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 7 tonnes, répartie sur une surface de  $3.6 \text{ m}^2$  ( $1.8 \times 2.0$ ) transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



*figure III.3.1: schéma de l'ascenseur.*

### III.3.2 Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

La surface de sa cabine est ( $1.8 \times 2 = 3.6 \text{ m}^2$ )

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de **12cm (RPA version 2003)**

**Soit  $h_t = 15 \text{ cm}$**

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

#### ➤ Calcul du panneau :

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- **Principe de la méthode**

Soit «  $l_x$  » et «  $l_y$  » les distances mesurées entre nus des appuis et «  $q$  » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit :

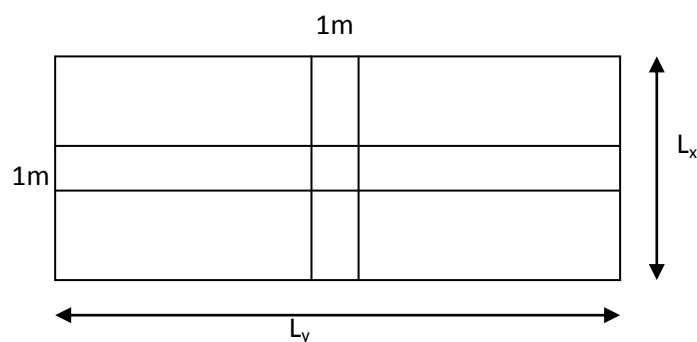
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$$l_x < l_y$$

✓ Si  $\rho < 0.4$  le panneau travaille dans un seul sens ( $l_x$ ) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur.

✓ Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  le panneau travaille dans les deux sens



• Application

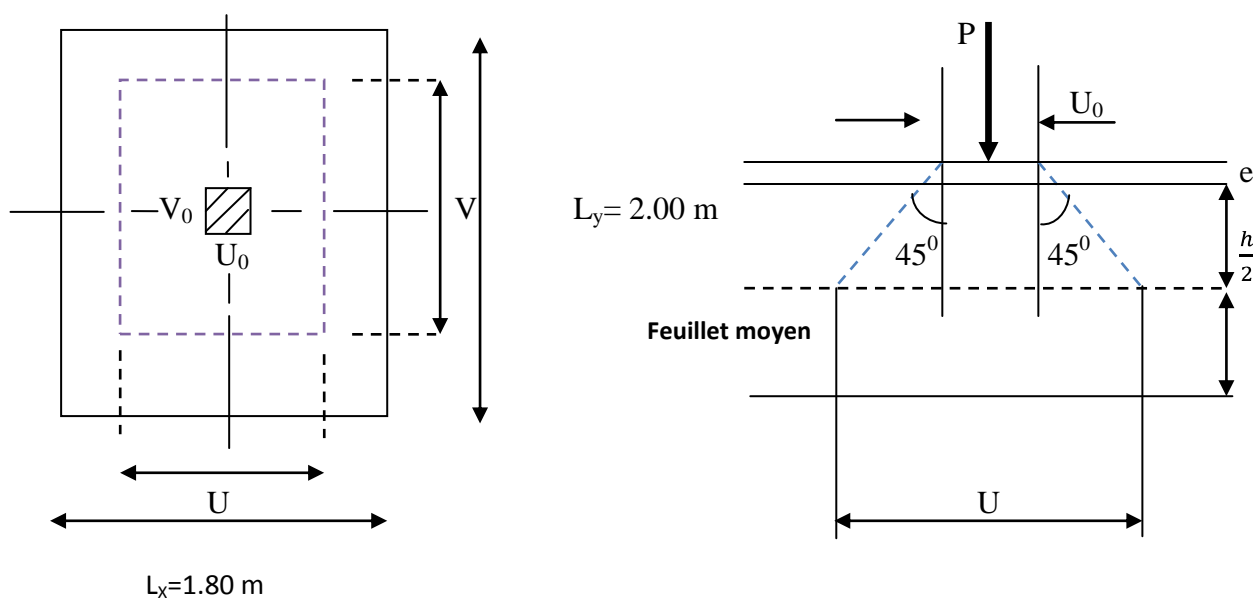


figure : III.3.2 schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{200} = 0.9$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \end{cases}$$

avec :

$$h_t = 15\text{cm.}$$

$e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5\text{ cm}$ ).

$\zeta$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton  $\zeta = 1.0$

$(U \times V)$  : surface d'impacte au niveau de la feuille moyenne.

$(U_0 \times V_0)$  : coté de rectangle dans le quel la charge est centrée

$$(U_0 = 80\text{cm} ; V_0 = 80\text{cm}).$$

D'où :

$$\begin{cases} U = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \\ V = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \end{cases}$$

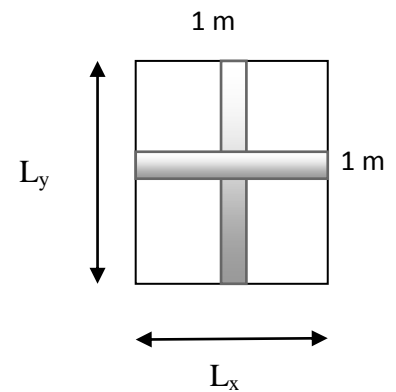
Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

### III.3.3 Détermination des sollicitations :

❖ **Moment due au poids propre :**

$$M_x = \mu_x q_U l_x^2 \longrightarrow \text{moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_{x2} \longrightarrow \text{moment suivant la grande portée.}$$



Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés en fonction de rapport  $\rho$  et du coefficient de poisson.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} v=0 \quad \text{à ELU} \\ v=0,2 \quad \text{à ELS} \end{array} \right.$$

q:charge uniformément répartie sur tout la dalle.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,9 \\ \frac{u}{L_x} = \frac{165}{180} = 0.926 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{165}{200} = 0.825 \end{array} \right.$$

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\left. \begin{array}{l} v=0 \\ \rho=0,9 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{array} \right.$$

-Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,050) = 4,85 \text{ KN/ml}$ .

$$G = 4,85 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons des charges :**

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ux1} = 0,0458 \times 8,0475 \times (1,8)^2 = 1,19 \text{ KN/ml.} \\ M_{uy1} = 0,778 \times 1,19 = 0,925 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,2 \\ \rho = 0,9 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_X = 0,0529 \\ \mu_Y = 0,846 \end{array} \right.$$

✓ **Combinaisons des charges**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,0529 \times 5.85 \times (1,8)^2 = \mathbf{1.00 \text{ KN/ml}} \\ M_{sy1} = 0,846 \times 1,00 = \mathbf{0.846 \text{ KN/ml}} \end{cases}$$

❖ **Moment due à la charge localisée :**

$$\begin{cases} M_{X1} = (M_1 + v M_2) P \\ M_{Y1} = (M_1 v + M_2) P \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnée par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports

$$\frac{u}{L_X} \text{ et } \frac{v}{L_Y}$$

On a :

$$\begin{cases} \rho = 0,9 \\ \frac{u}{L_X} = \frac{165}{180} = 0.916 \\ \frac{v}{L_Y} = \frac{165}{200} = 0.825 \end{cases}$$

Pour déterminer  $M_1$  et  $M_2$  on doit faire une interpolation entre deux valeurs :

➤  $\rho = 0.9$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.9 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.8 \\ M_1 = 0.055 \\ M_2 = 0.043 \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.0505 \\ M_2 = 0.039 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 1 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.9 \\ M_1 = 0.046 \\ M_2 = 0.035 \end{array} \right.$$

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.0505 \\ M_2 = 0.039 \end{array} \right.$$

- **Etat limite ultime(ELU) : ( $v = 0$ )**

**$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 70 = 94.5$  KN** (charge concentrée du système de levage)

**$P_u = 94.5$  KN**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uX2} = P_u M_1 = 94.5 \times 0.0505 = \mathbf{4.77 \text{ KN}\cdot\text{M}} \\ M_{uY2} = P_u M_2 = 94.5 \times 0.039 = \mathbf{3.68 \text{ KN}\cdot\text{M}} \end{array} \right.$$

- Etat limite de service (ELS) ( $=0,2$ ) :

$$P_s = 70 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{sx2} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 70(0,0505 + 0,2 \times 0,039) = \mathbf{4.081 \text{ KN. M}} \\ M_{sy2} = P_s (M_1 \nu + M_2) = 70 (0,0505 \times 0,2 + 0,039) = \mathbf{3.437 \text{ KN. M}} \end{cases}$$

### ❖ Superposition des moments :

ELU:

$$\begin{cases} M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,19 + 4,77 = \mathbf{5.96 \text{ KN/ml.}} \\ M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,92 + 3,68 = \mathbf{4.60 \text{ KN/ml.}} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1 + 4,051 = 5,051 \text{ KN/ml.} \\ M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,846 + 3,437 = 4,283 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

### ❖ Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,96 = \mathbf{5.066 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,60 = \mathbf{3.910 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 5.96 = \mathbf{1.788 \text{ KN.M}} \\ M_y^a = 0.3 \times M_Y = 0.3 \times 4.60 = \mathbf{1.380 \text{ KN.M}} \end{cases}$$

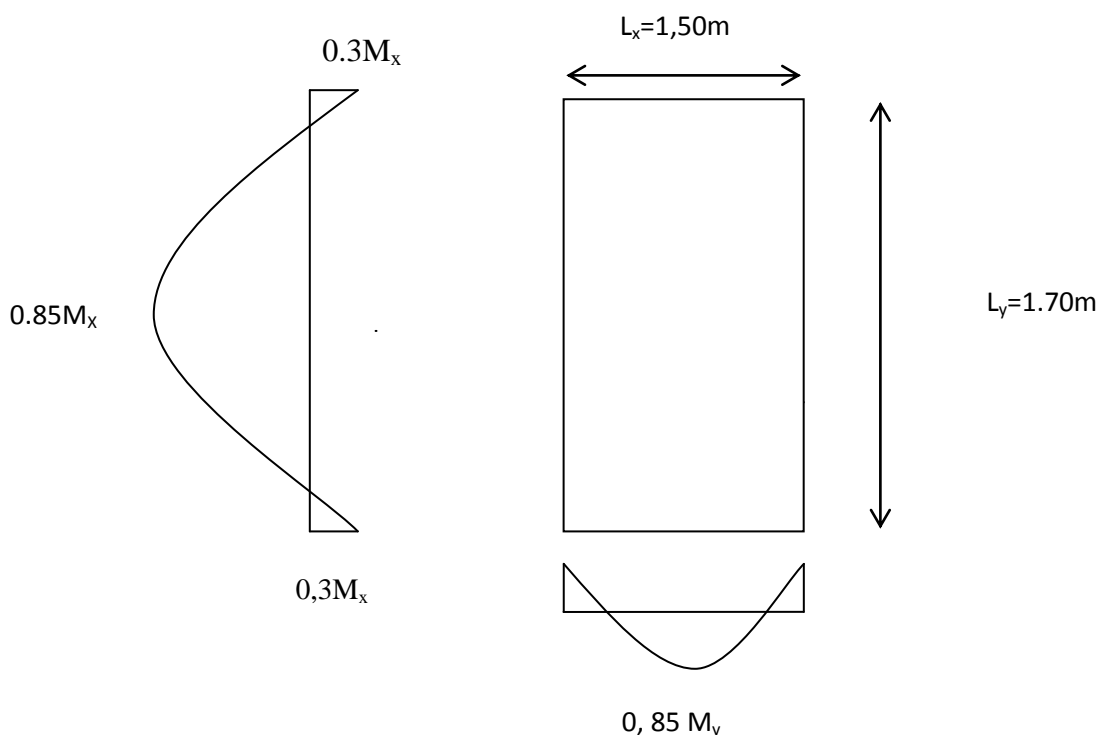


figure: III.3.3 : Correction des moments.

### III.3.4 Ferrailage de panneau:

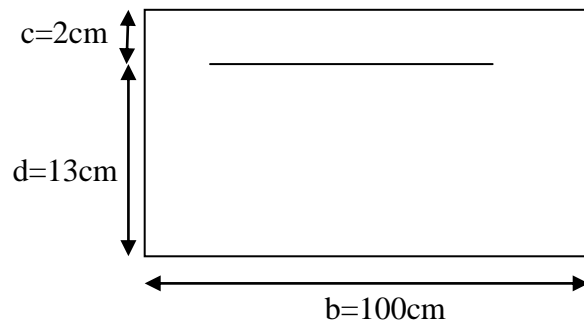
Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ( $d_x = 13\text{cm}$ )

$$d_u = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

$$\Phi_{\max} = 12\text{cm} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots$$

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur utile :



a. Sens x-x:

✓ Sur appuis:

$$M_x^a = 1.788 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1.788 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < 0,392$$

—————> La section simplement armé

$$\mu_b = 0,007 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,9965$$

Avec :

$$A_x^a = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_x^a = \frac{1.788 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_x^a = 4\text{HA}12 = 4,51 \text{ cm}^2$

avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée :

$$M_x^t = 5.066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{5.066 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < 0.392$$

—————> La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,020 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,990$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_x^t = \frac{5.066 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_x^t = 4\text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2$

avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b. Sens y-y:**

✓ Sur appuis:

$$M_y^a = 1.380 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1.380 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < 0.392$$

—————> La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,006 \quad \text{donc} \quad \beta = 0,997$$

Avec :

$$A_y^a = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_y^a = \frac{1.380 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_y^a = 4\text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2$

avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée :

$$M_y^t = 3.910 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{3.910 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392$$

→ La section simplement armée.

$$\mu_b = 0,016 \text{ donc } \beta = 0,992$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_y^t = \frac{3.910 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_y^t = 4\text{HA}12 = 4.51 \text{ cm}^2$

avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.3.5. Vérification à l'ELU :

#### a. Condition de non fragilité (BAEL91/Art B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $w_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas  $w_0 = 0,8 ‰$

✓ Sens x-x :

On a :

$w_0 = 0,8 \times 10^{-3}$  pour les aciers de nuance FeE400.

W : Le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$$A_x^{\min} = w_0 \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times \left( \frac{3-0,9}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 4,51 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_x > A_x^{\min} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$A_x^{\min} = w_0 \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 4,51 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 4,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_y > A_y^{\min} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de non fragilités sont vérifiées dans les deux sens.

**b. Diamètre minimal des barres (Art.3.2.1/BAEL91 révisé99) .**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_o}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Ecartement des barres (Art.6.5.1/BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région central.

- Armature // à  $l_x$  :  $A_x // l_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Armature // à  $l_y$  :  $A_y // l_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**d. Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$N_u \leq 0.045 \times h \times \mu_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 ( U + V ) = ( 165 + 165 ) \times 2 = 630 \text{ cm} = \mathbf{6.30 \text{ m}}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 70 = \mathbf{94,5 \text{ KN}}$$

$$N_u = 94.5 \text{ KN} < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**e. Contrainte au cisaillement:**

- **Effort tranchant (Art A.52,2) :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge **P**.

- **Au milieu de U :**

$$T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{94.5}{3 \times 1.65} = 19.09 \text{ KN/m}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{94.5}{3 \times 1.65} = \mathbf{19.09 \text{ KN/m}}$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{db} = \frac{19.09}{0.13 \times 1} = 146.84 \text{ KN/M}^2 = \mathbf{0.1468 \text{ Mpa}} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{1.167 \text{ Mpa}}$$

—————> **Condition vérifiée.**

### III.3.6. Vérification à ELS :

**a. Moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$M_{s_{x1}} = p_s \times (M_1 + vM_2)$$

$$M_{s_{y1}} = p_s \times (M_2 + vM_1)$$

Avec :

$$v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.0505 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.0390 \text{ KN.m}$$

$$p_s = 70 \text{ KN}$$

$$M_{x1}^s = 70 \times (0,0505 + 0,2 \times 0,039) = 4.081 \text{ KN.N}$$

$$M_{y1}^s = 70 \times (0,039 + 0,2 \times 0,0505) = 3.437 \text{ KN.N}$$

**b. Moment dû au poids de la dalle pleine :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens  $Lx$  :  $M_{x2}^s = \mu x \times q_s \times l_x^2$

Dans le sens  $Ly$  :  $M_{y2}^s = \mu y \times M_{x2}^s$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,2 \\ \rho = 0,9 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$$

$$M_{x2}^s = 0,0529 \times 5,85 \times 1,8^2 = 1.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,846 \times 1 = 0,846 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments**

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s$$

$$M_x^s = 4.081 + 1.00 = 5.081 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 3.347 + 0,846 = 4.283 \text{ KN.m}$$

**d. Correction des moments :**

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^s = 0,85 \times 5.081 = \mathbf{4.318 \text{ KN.M}}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 4.283 = \mathbf{3.64 \text{ KN.M}}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x^s = 0,3 \times 5.081 = 1.524 \text{ KN.M}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y^s = 0,3 \times 4.283 = 1.285 \text{ KN.M}$$

**e. Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

La section est rectangulaire.

La nuance des aciers est de FeE400.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ **Sens x-x :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4,318 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0381$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5,066}{4,318} = 1,173$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,173-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,336$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,336 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1,524 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0075$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{1,788}{1,524} = 1,173$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,173-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,336$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,336 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Sens y-y :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3,910 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0201$$

$$\gamma = \frac{M_{ty^u}}{M_{ty^s}} = \frac{3.910}{3.64} = 1.074$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,074-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.287$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.287 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay^s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1.285 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0035$$

$$\gamma = \frac{M_{ay^u}}{M_{ay^s}} = \frac{1.380}{1.285} = 1.074$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,074-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,287$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.287 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

**f. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**g. Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c : 2 \times (U + V) = 2 \times 2 \times 1.65 = 6.6 \text{ m}$$

$$\text{Et } q_u = 8,0475 \leq \frac{0,045 \times 6.6 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4950 \text{ KN}$$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes :

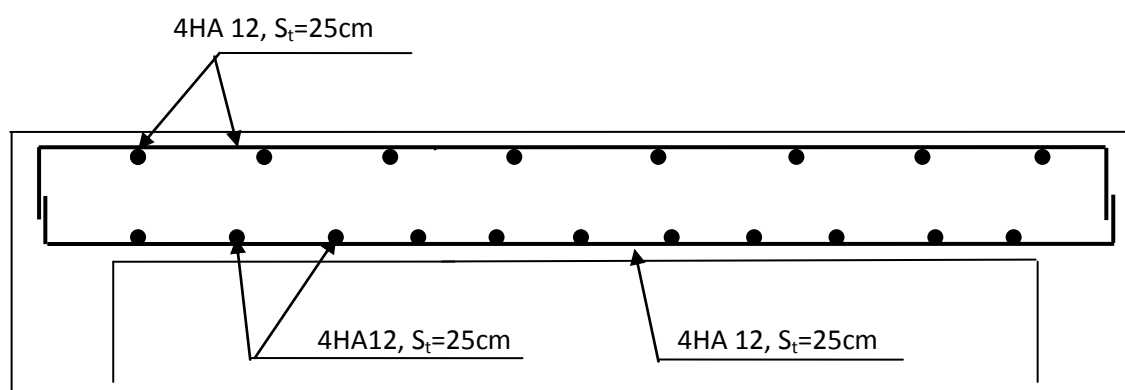


figure:III.3.4 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

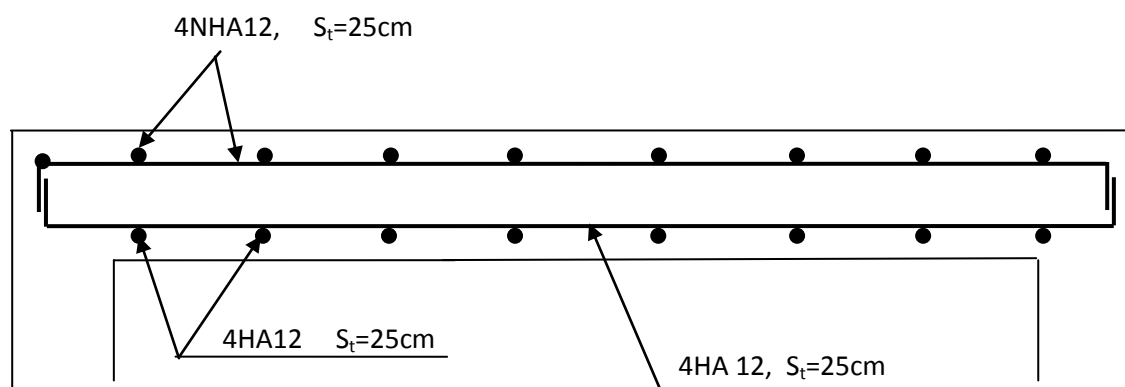


figure: III.3.5 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

### III.4 Etude des éléments en console :

#### III.4.2 Etude des éléments en corps creux :

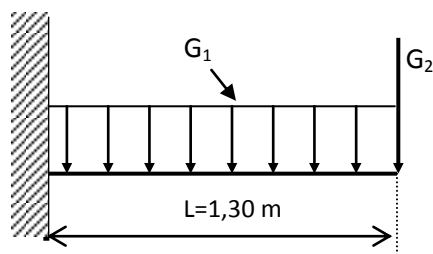
Dans notre projet, nous disposons des balcons et des consoles réalisés en corps creux (20+4) coulés sur place.

Notre calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le cas le plus charge), le cas d'une console de largeur  $l=1.30\text{m}$ .

##### III.4.2.1 Les console :

La console encastrée dans le plancher ; il supporte son poids propre et la moitié de poids de plancher et le poids propre de mur double cloison.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure :



*Figure III.4.1: schéma statique de calcul*

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de plancher.

$G_2$  : charge permanente du mur double cloison.

$G_1$  : charge permanente du la consol et le plancher.

## 1) Charges et surcharges :

## a) charge permanente de plancher (G) :

- Poids propre de plancher corps creux..... $0,24 \times 14 = 3,36$  KN/ml
  - Poids de revêtement (e = 2cm).....  $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml
  - Mortier de pose (e = 3cm)..... $0,03 \times 20 = 0,60$ KN/ml
  - Couche de sable (e = 2cm)..... $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml
  - Enduit de ciment (e = 1cm)..... $0,01 \times 33 = 0,33$ KN/ml
- $G_1 = 5,17$  KN/ml**

## b) charge permanente de la cloison en brique creuse :

- Poids de murs double cloison:  $(3,06-0,40) \times 2,36 =$  KN/ml.
  - Poids de l'enduit ciment :  $\frac{0,02 \times 18 \times 2 = 0,72}{G_2 = 6,88}$  KN/ml.
- $G_2 = 6,88$  KN/ml.**

## c) Le poids propre de la poutre :

Pour le poids propre de la console on prend le poids de la poutre principale.

$$G_3 = (25 \times 0,40 \times 0,30) \times 1,3 = 4,387 \text{ KN/ml}$$

Alors :

$$G_1 = 4,387 + 5,17/2 = 6,972 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 6,88 \text{ KN/ml}$$

$$G = 13,85 \text{ KN/ml}$$

2) surcharge d'exploitation de plancher (Q) :

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml.} \quad (\text{DTR B.C.2.2})$$

3) Combinaisons de charges :

➤ A l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = 1.35 \times (5,17/2 + 6,88 + 4,387) + (1.5 \times 3.5) = 23,95 \text{ KN/ml}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 13,85 + 3,5 = 17,352 \text{ KN/ml}$$

3.1 Calcul des moments fléchissant :

➤ A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{23,95 \times (1,30)^2}{2} = 20,237 \text{ KN.m}$$

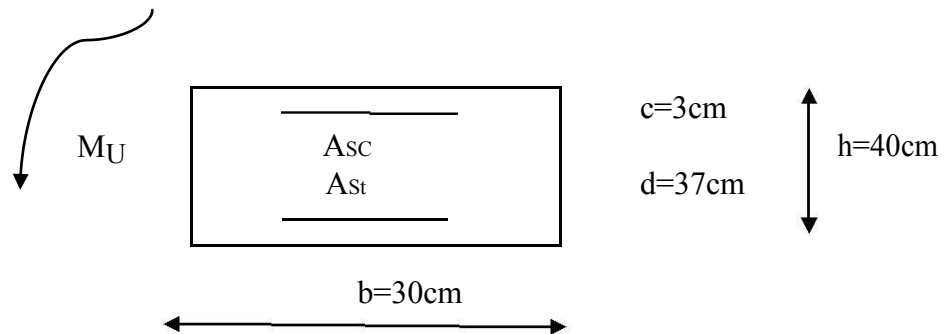
➤ A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2}$$

$$M_s = \frac{17,352 \times (1,30)^2}{2} = 14,662 \text{ KN.m}$$

### III.4.2.1.1 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



#### a. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,95 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,9845$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23,95 \times 10^3}{0,9845 \times 37 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

## b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

## III.4.2.1.2 Vérifications des contraintes à l'ELU :

## a. Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 < A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## b. Vérification d'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l$$

$$V_u = (23,95 \times 1,30) = 31,135 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{31,135 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 113.04} = 0,728 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{31,135 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.247 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$\implies$  Il n'y a aucun risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

La longueur de scellement droit est donnée par :

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

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \implies \text{Soit } l_s = 42 \text{ cm}$$

$\implies$  Soit la longueur hors du crochet égal à :  $l_s = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 16 \text{ cm}$

**Soit  $L_s = 16 \text{ cm}$**

### III.4.2.1.3 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art A.4.5.2/BAEL 99)

#### Acier :

On doit vérifier que  $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

#### Béton :

On doit vérifier que :  $\overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : sont tiré du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 37} = 0,269$$

$$\longrightarrow \beta_1 = 0,918 \quad ; \quad K_1 = 45,98$$

$$\sigma_s = \frac{14,662 \times 10^6}{0,918 \times 370 \times 3,39 \times 10^2} = 112,176 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 112,176 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$  **condition vérifier.**

$$\sigma_{bc} = \frac{112,176}{45,98} = 2,43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$  **condition vérifier.**

➤ **Aux appuis:**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 37} = 0,269$$

Après interpolation :

$$\beta_1 = 0,918 \quad ; \quad K_1 = 45.98$$

$$\sigma_s = \frac{14,662 \times 10^6}{0,918 \times 370 \times 3,39 \times 10^2} = 112,17 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 112,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$  **condition vérifier.**

$$\sigma_{bc} = \frac{112,17}{45,98} = 2,43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$  **condition vérifier.**

**b. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \overline{\eta f_{t28}}\right) = \min(226,668; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la flèche :**

Les règles (Art A.6.5,2/BAEL 91 modifier 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 :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\bullet \quad \frac{40}{130} = 0,346 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

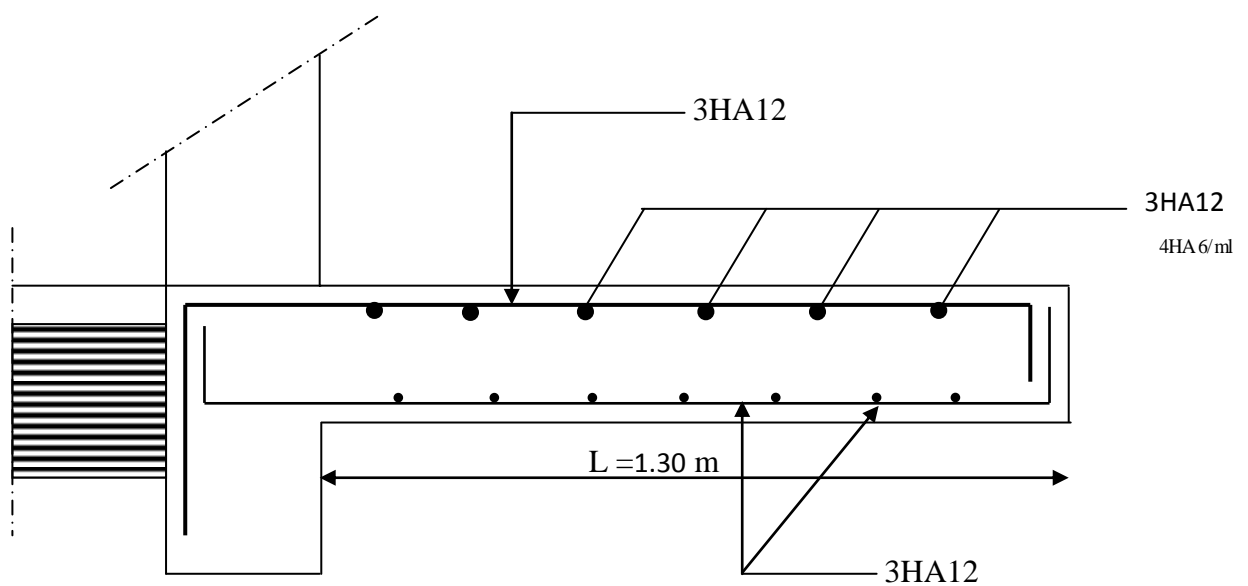
$$\bullet \quad \frac{35}{130} = 0,346 \geq \frac{14,662}{10 \times 14,662} = 0,1 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{3,39}{30 \times 37} = 0,0026 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.4.2.1.4 Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- a) Armatures principales **3HA12**
- b) Armature de répartitions **3HA12**



*Figure III.4.2: Plan du ferrailage du consol.*

### III.5 Escaliers :

#### III.5.1 Définition :

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

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ses dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.5.2 terminologie :

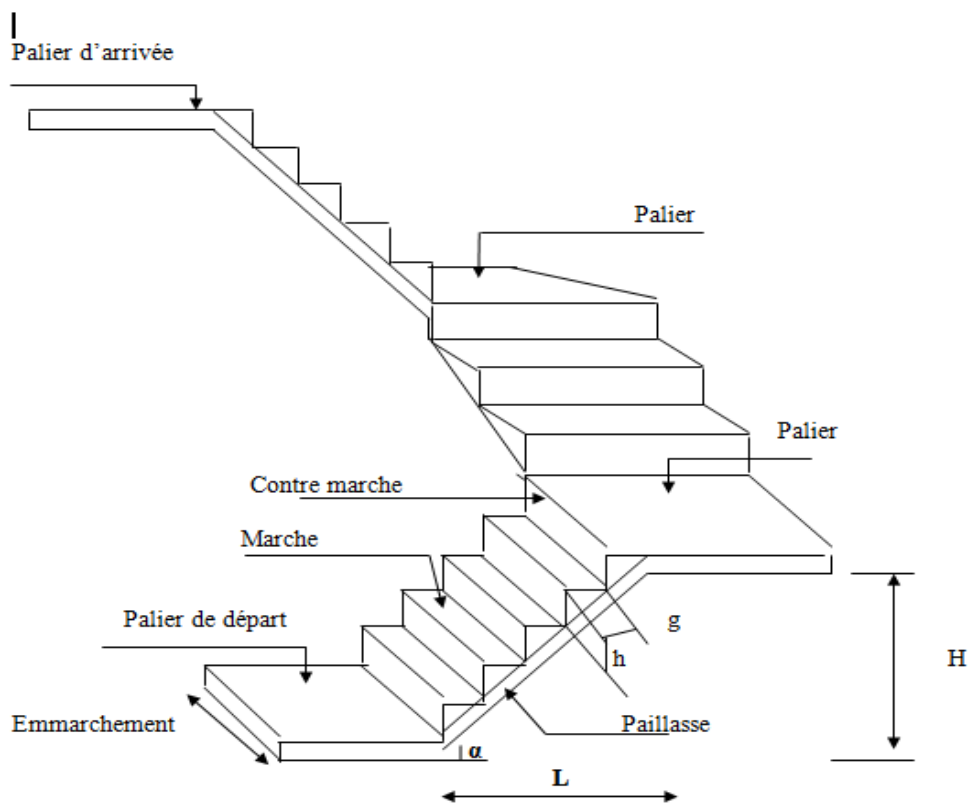


Figure III.5.1 : schéma d'escalier

**La marche :** c'est la partie horizontale qui reçoit la charge vertical ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit :  **$m=n-1$** .

**n** : nombre de contre marches.

**m** : nombre de marches.

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

**n** : nombre de contre marches donné par :  **$n=H/h$** .

avec :H :hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**La hauteur de la marche h :** c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

**h** le plus courant varie de 13 à 20 cm (17cm moyenne), jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

**Le giron :** c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;  **$22 \leq g \leq 33$ cm**

Il y a une valeur constante de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLANDEL** qui est :  **$2h + g = 60$  à  $66$** .

**Une volée :** c'est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

**Un palier :** est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

**L'embranchement :** représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être :  $L \geq 120$ cm. Ou  $L \geq 3g$ .

Le rapport ( $r = h/g$ ) est appelé raideur de l'escalier.

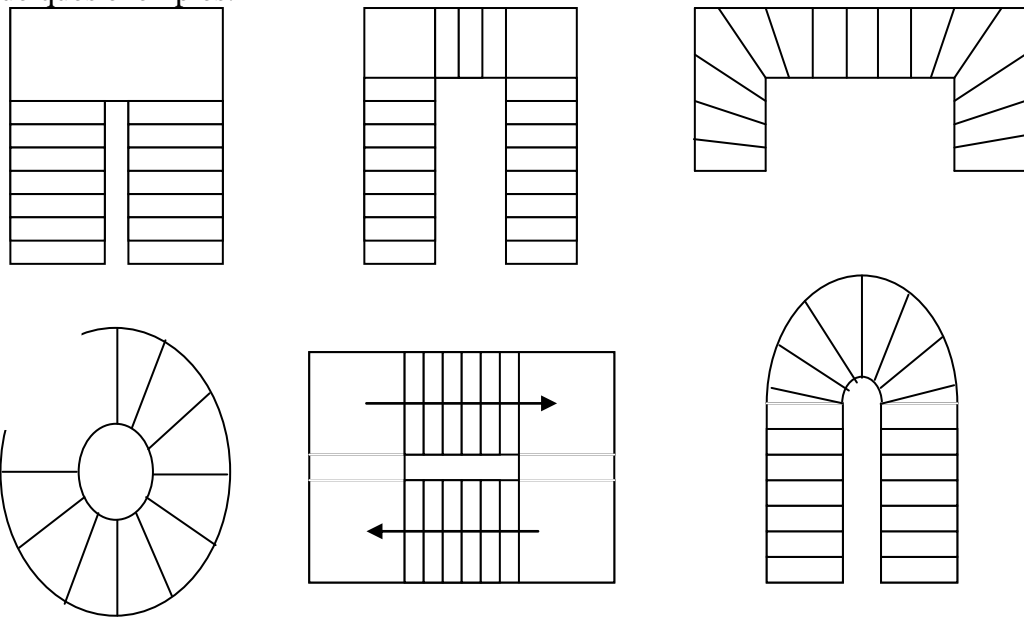
### III.5.3 les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

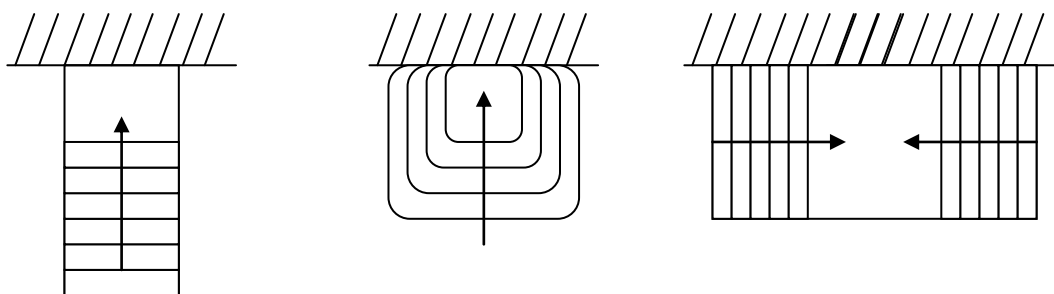
- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.5.2.a** Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.5.2.b** donne quelques exemples.



**Fig III.5.2.a**



**figIII.5.2.b**

### III.5.4 Calcul d'escalier :

Dans notre cas l'escalier a des marches droites avec trois paillasse et deux palier de repos, réalisées en béton armé coulées sur place c'est pour ça on a deux systèmes d'appuis.

#### III.5.4.1 : pré-dimensionnement :

- **Marche et contre marches :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan.les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLANDEL**.

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

La limite inférieure (60 cm) correspond ç des escaliers courant d'appartements et la limite supérieure (66cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou public, on peut retenir les dimensions suivantes :

$$15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

$$29 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

- **Application :**

Dans notre cas:  $H = 3.06\text{m} = 306\text{cm}$

On prend: **h=17cm**

h : Hauteur de contre marches.

Cherchons :

n: nombre de contres marches.

g: giron.

Emmarchement=1.33m=133cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{0,17} = \mathbf{18} \text{ hauteurs.}$$

Donc :

Nombre de contre marches: **n = 18**

Comme les étages comportent 3 volées, on optera pour la répartition suivante :

-la 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> volées seront identiques et auront **6 contre marches** et donc **5 marches**.

Pour : **h= 17cm**.

On aura:

$$60\text{cm} \leq 34 + g \leq 66\text{cm}$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

On prend: **g = 30cm**

▪ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

64cm ≤ 66cm ⇒ **condition est vérifiée.**

### III.5.4.2 Etude de la première volée :

- schéma statique :

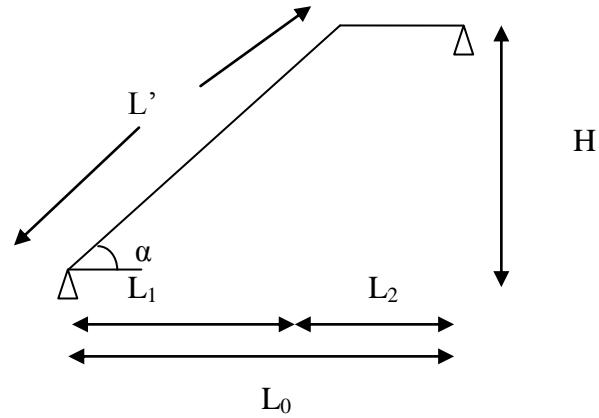


figure.III.5.3: Schéma statique de la volée(01) d'étage courant.

#### 1) Dimensionnement de la paillasse:

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

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

Avec :

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

#### Calcul de $L'$ :

$H$  : hauteur de la volée :  $H=n \times h = 6 \times 0,17 = 1,02$  m.

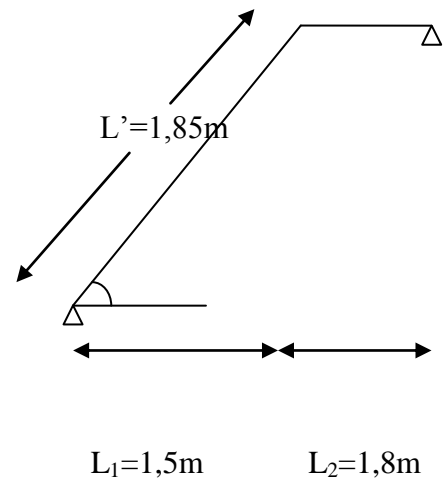
$L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = (n-1) g = (6-1)0,30 = 1,5$  m.

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 3,30 - 1,50 = 1,8$  m.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \operatorname{Cos} \alpha \times L_1 = 185 \text{ cm}$$

$$L' = 1,85 \text{ m}$$



$$\frac{185}{30} \leq e_p \leq \frac{185}{20} \Rightarrow 6,16 \leq e_p \leq 9,25 \text{ cm}$$

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

**On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.**

## 2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de **(1m)** d'emmarchement et une bande de **(1m)** de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## a) Les charges permanentes :

## ▪ Poids des revêtements :

ELEMENTS	POIDS (KN/m <sup>2</sup> )
-revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- mortier de pose (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
-couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
-Enduit de ciment(1,5)	$22 \times 0,015 = 0,36$
-Poids propre de garde corps	0,2
-Charge totale	<b><math>G_r = 1,77</math></b>

Tableau III.1 : poids des revêtements.

## ▪ La volée :

ELEMENTS	POIDS (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,15}{\cos 34,21} = 4,53$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Poids des revêtements	1,77
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G_1 = 8,428</math></b>

Tableau III.2 : charge totale de la volée

▪ **Le palier :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m <sup>2</sup> )
- poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,15 = 3,75$
- Poids de revêtements	1,77
- charge totale	$G_2 = 5,52$

**Tableau III.3 : charge totale de palier.**

**b) Les surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2.$$

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

▪ **ELU:**  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}.$

**Volée :**  $q_{uv} = (1,35 \times 8,428 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15,127 \text{ KN / ml}.$

**Palier :**  $q_{up} = (1,35 \times 5,52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14,20 \text{ KN / ml}.$

▪ **ELS:**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}.$

**Volée :**  $q_{sv} = (8,428 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10,928 \text{ KN / ml}.$

**Palier :**  $q_{sp} = (5,52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8,02 \text{ KN / ml}.$

### III.5.4.3 calcul à l'ELU :

#### 1) Calcul des efforts internes :

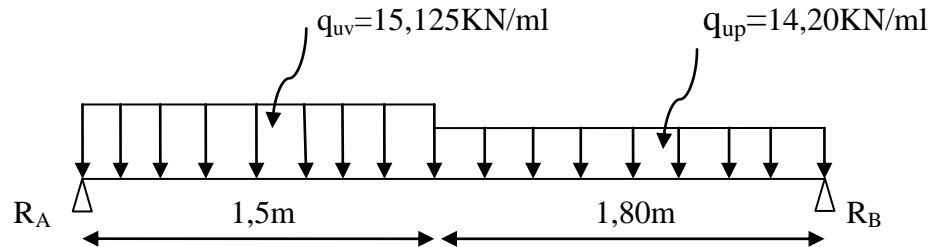


Figure III.5.4: schémas statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU.

#### a. Les réactions sur appuis:

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F_v = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M/A = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\sum M/B = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$(1) \rightarrow R_A + R_B = 15,125 \times 1,5 + 14,20 \times 1,8 = \mathbf{48,247 \text{ KN.}}$$

$$(2) \rightarrow 15,125 \times 1,5 \times 1,5/2 + 14,2 \times 1,8(1,5 + 1,8/2) - R_B \times 3,3 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 23,74 \text{ KN}}$$

$$\text{De (1) on a : } R_A = 48,247 - 23,74 = 24,50 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_A = 24,50 \text{ KN}}$$

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

✓ **Efforts tranchants:**

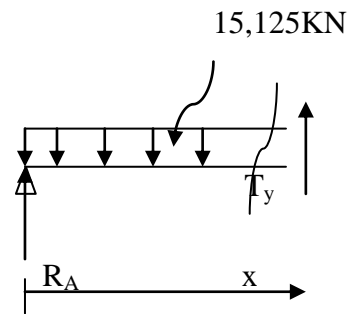
➤ **1<sup>ère</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.50$  m

$$\sum F = 0 \rightarrow T(x) + 24,5 - 15,125x = 0$$

$$T(x) = 15,125x - 24,5$$

Pour :  $x=0 \Rightarrow T(x=0) = -24,5$  KN

$x=1.50$  m  $\Rightarrow T(x=1.50) = -1,82$  KN



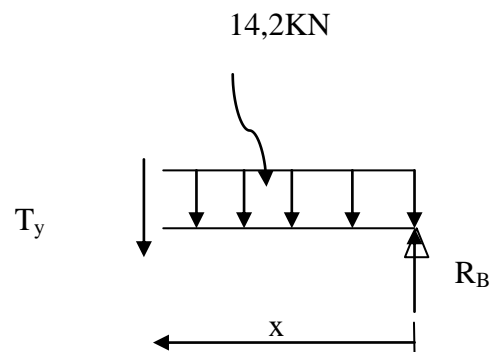
➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,8$  m

$$\sum F = 0 \rightarrow T(x) + 14,2x - 23,74 = 0$$

$$T(x) = -14,2x + 23,74$$

0 Pour :  $x=0 \Rightarrow T(x=0) = 23,74$  KN

$x=1,8$  m  $\Rightarrow T(x=1,8) = -1,82$  KN



$$T(x)=0 \quad \left\{ \begin{array}{l} -14,2x + 23,74 = 0 \\ \mathbf{X=1,67m} \end{array} \right.$$

✓ **Moments fléchissant:**

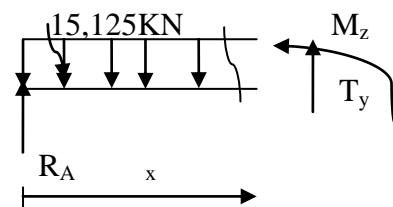
**1<sup>ère</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.50$  m :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M(x) - 24,5x + 15,125 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 24,5x - 15,125 \frac{x^2}{2}$$

Pour :  $x=0 \Rightarrow M(0) = 0$  KN.m

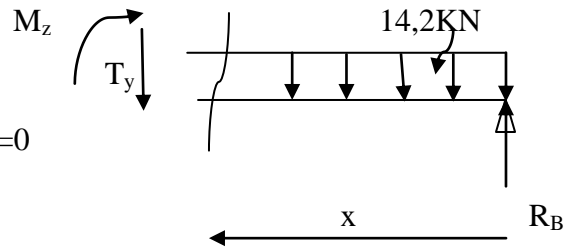
$x=1.50$  m  $\Rightarrow M(1,50) = 19,73$  KN.m.



2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,8\text{m}$  :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M(x) - 23,74x + 14,2 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 23,74x - 14,2 \frac{x^2}{2}$$



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

$x=1,80\text{m} \Rightarrow M(1,80) = 19,73 \text{ KN.m.}$

✓ **Moment Maximum:**

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative dans le tronçon 2, et quand  $T(x) = 0$  la valeur de  $M$  est maximum (à  $x=1,67 \text{ m}$ ).

$$M_{\max} = 23,74 \times 1,67 - 14,2 \times (1,67)^2 / 2 = 19,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 19,84 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{U_{\max}}$  aux appuis et en travée.

- **Moments aux appuis:**

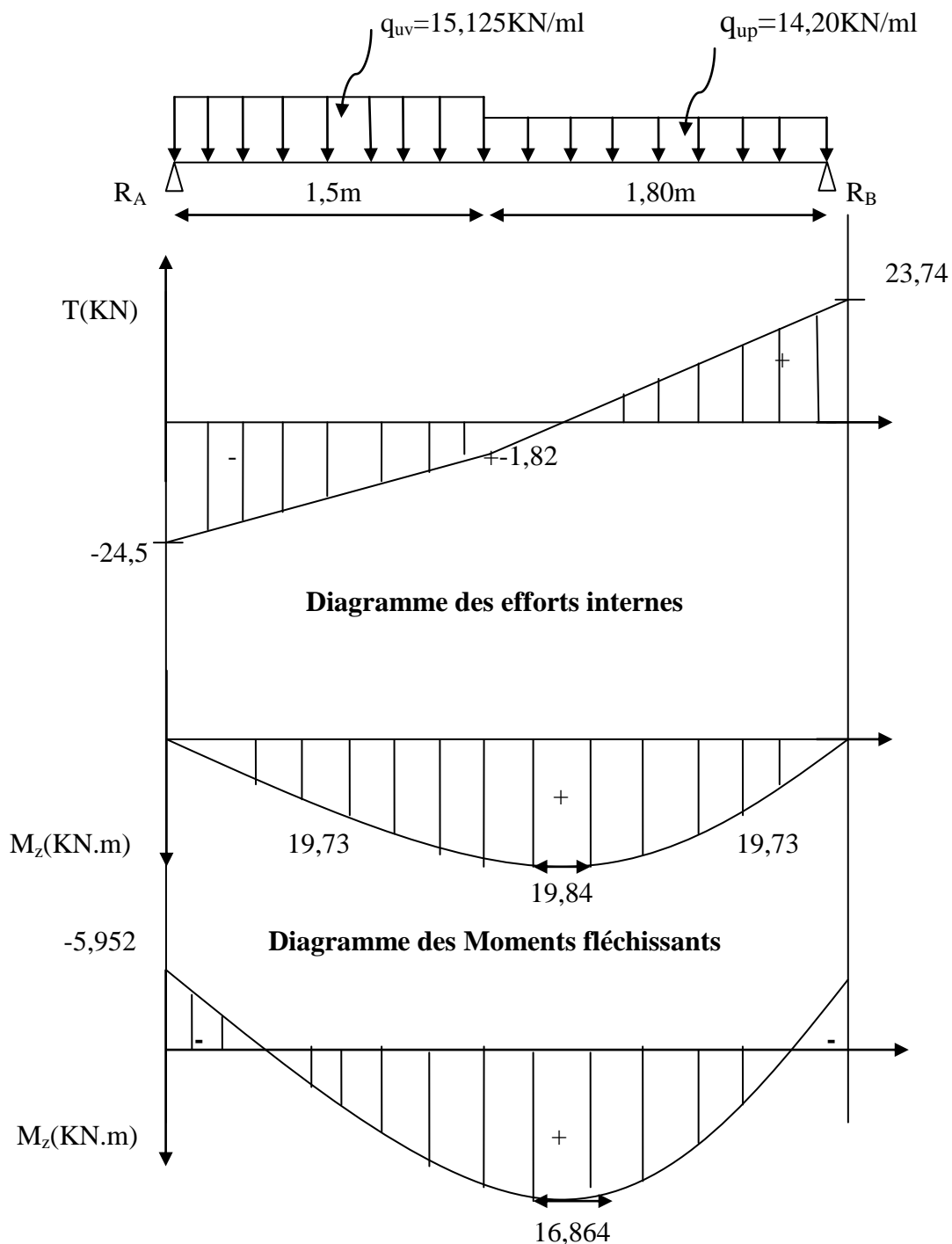
$$M_u^{\text{app}} = (-0,3)M_{u \max} = -0,3(19,84) = -5,952 \text{ KN.}$$

- **Moment en travée:**

$$M_u^{\text{travée}} = (0,85)M_{u \max} = 0,85(19,84) = 16,864 \text{ KN.m}$$

**d) Diagramme des efforts internes :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU sont présentés dans la figure suivante :



**Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement**

**Figure III.5.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.**

### III.5.4.4 Calcul d'armature (ferraillage à l'ELU) :

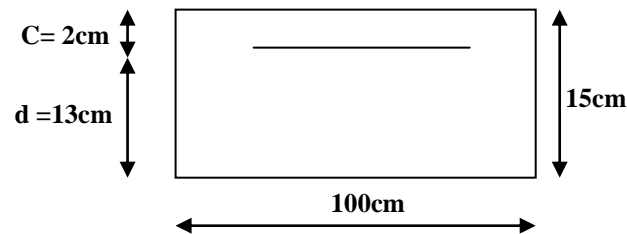
Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

On opte pour le calcul :

$h = 15\text{cm}$ .

$c = 3\text{cm}$ .

$b = 100\text{cm}$



- **Moment réduit  $\mu_b$  :**

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$M$  : moment supporté par la section

$f_{bc}$  : contrainte limite de compression dans le béton.

et  $d$  : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_a = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de l'acier.

**a) Armatures principales :**

❖ **Aux appuis :**

$$M_{uapp}=5,952 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,952 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,024.$$

$$\mu_b = 0,024 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0,988.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,952 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,331 \text{ cm}^2.$$

Soit : **Aa= 5HA12 = 3,93cm<sup>2</sup>.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20cm.**

❖ **En travée**

$$M_{utravée}=16,864 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,864 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,070.$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0,964$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,864 \times 10^3}{0,964 \times 13 \times 348} = 3,86 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{tr} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition :**

❖ aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_r^a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

❖ En travée :

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_r^{tr} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III.5.4.5 Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

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

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{ap} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$   
 En travées :  $A_{tr} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$  } *Condition vérifiée*

**b) Espacement des armatures (Art A.8.2.4.2/BAEL 91) :**

✓ **Armatures principales :**

- L'espace des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs

$$S_t \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = \text{min}(45; 33) = \mathbf{33 \text{ cm.}} \quad \text{avec } h = 15 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \leq 33 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 20 \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

✓ **Armatures secondaires :**

$$S_t \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = \text{min}(60; 45) = \mathbf{45 \text{ cm.}} \quad \text{avec } h = 15 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \leq 45 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 20 \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Art. A.5.2.1, 211/BAEL 91/})$$

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

$$T_u^{\max} = \mathbf{24.5 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.188 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

**d) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres****(Art A6.1.3, BAEL 91) :**Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ 

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{24.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- **Influence sur le béton (Art 5.1.313/BAEL 91) :**

$$T_u \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13 = 11.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 24.5 \text{ KN} \leq 0.4 \times 100 \times 11.7 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u = 24.5 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/ Art 5.1.313) :**

$$A_s \geq \left( Tu + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e} \Rightarrow 3,93 \geq \left( 24,5 + \frac{5,952}{0.9 \times 1,3} \right) \frac{1,5}{400}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) Ancrage des barres aux appuis :**

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,25 \text{ cm.}$$

Soit :  $l_s = 45 \text{ cm.}$

Pour les armatures comportant des crochets :

$$\text{Soit : } l_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

### III.5.4.6 Calcul à l'ELS :

#### 1) Combinaison des charges :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Volée : } q_{sv} = (8,428 + 2.5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{10,928 \text{ KN / ml.}}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = (5,52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{8,02 \text{ KN / ml.}}$$

#### 2) Calcul des efforts internes :

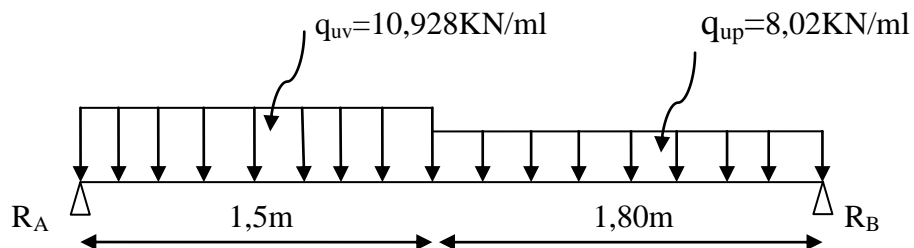


Figure III.5.6: schémas statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS.

**a. Les réactions sur appuis:**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F_V = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M/A = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\sum M/B = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) \rightarrow R_A + R_B = 10,928 \times 1,5 + 8,02 \times 1,8 = \mathbf{30,828 \text{ KN}}$$

$$(2) \rightarrow 10,928 \times 1,5 \times 1,5/2 + 8,02 \times 1,8(1,5 + 1,8/2) - R_B \times 3,3 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 14,22 \text{ KN}}$$

$$\text{De (1) on a : } R_A = 30,828 - 14,22 = 16,608 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_A = 16,608 \text{ KN}}$$

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

✓ **Efforts tranchants:**

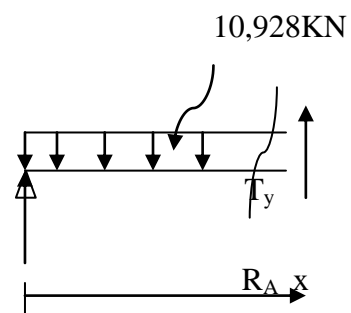
➤ **1<sup>ère</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \rightarrow T(x) + 16,608 - 10,928x = 0$$

$$T(x) = 10,928x - 16,608$$

$$\text{Pour : } x = 0 \Rightarrow T(x=0) = \mathbf{- 16,608 \text{ KN}}$$

$$x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow T(x=1.50) = \mathbf{-0,214 \text{ KN}}$$



➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$

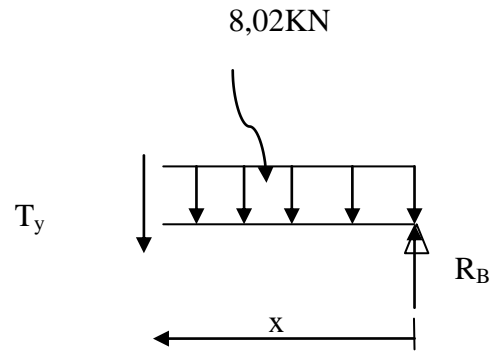
$$\sum F = 0 \rightarrow T(x) + 8,02x - 14,22 = 0$$

$$T(x) = -8,02x + 14,22$$

0 Pour :  $x=0 \Rightarrow T(x=0) = \mathbf{14,22 \text{ KN}}$

$x=1,8\text{m} \Rightarrow T(x=1,8) = \mathbf{-0,216 \text{ KN}}$

$$T(x)=0 \quad \left\{ \begin{array}{l} -8,02x + 14,22 = 0 \\ \mathbf{X=1,77\text{m}} \end{array} \right.$$



✓ **Moments fléchissant:**

**1<sup>ère</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$  :

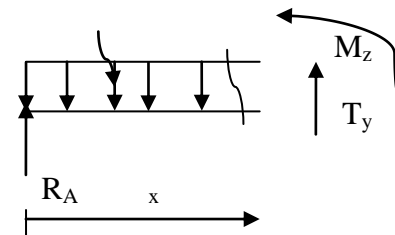
$$\sum M/G = 0 \rightarrow M(x) - 16,608x + 10,928 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 16,608x - 10,928 \frac{x^2}{2}$$

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

$x=1,50\text{m} \Rightarrow M(1,50) = 12,615 \text{ KN.m.}$

10,928 kN



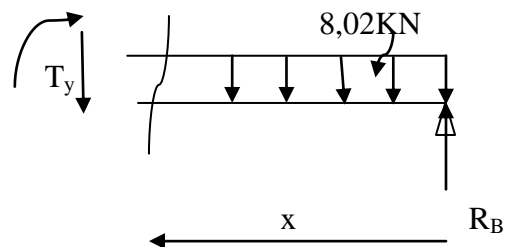
**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$  :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M(x) - 14,22x + 8,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 14,22x - 8,02 \frac{x^2}{2}$$

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

$x=1,80\text{m} \Rightarrow M(1,80) = 12,603 \text{ KN.m.}$



**✓ Moment Maximum:**

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative dans le tronçon 2, et quand  $T(x) = 0$  la valeur de  $M$  est maximum (à  $x=1,77$  m).

$$M_{\max} = 10,928 \times 1,77 - 8,02 \times (1,77)^2 / 2 = \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = 12,606 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{U_{\max}}$  aux appuis et en travée.

**• Moments aux appuis:**

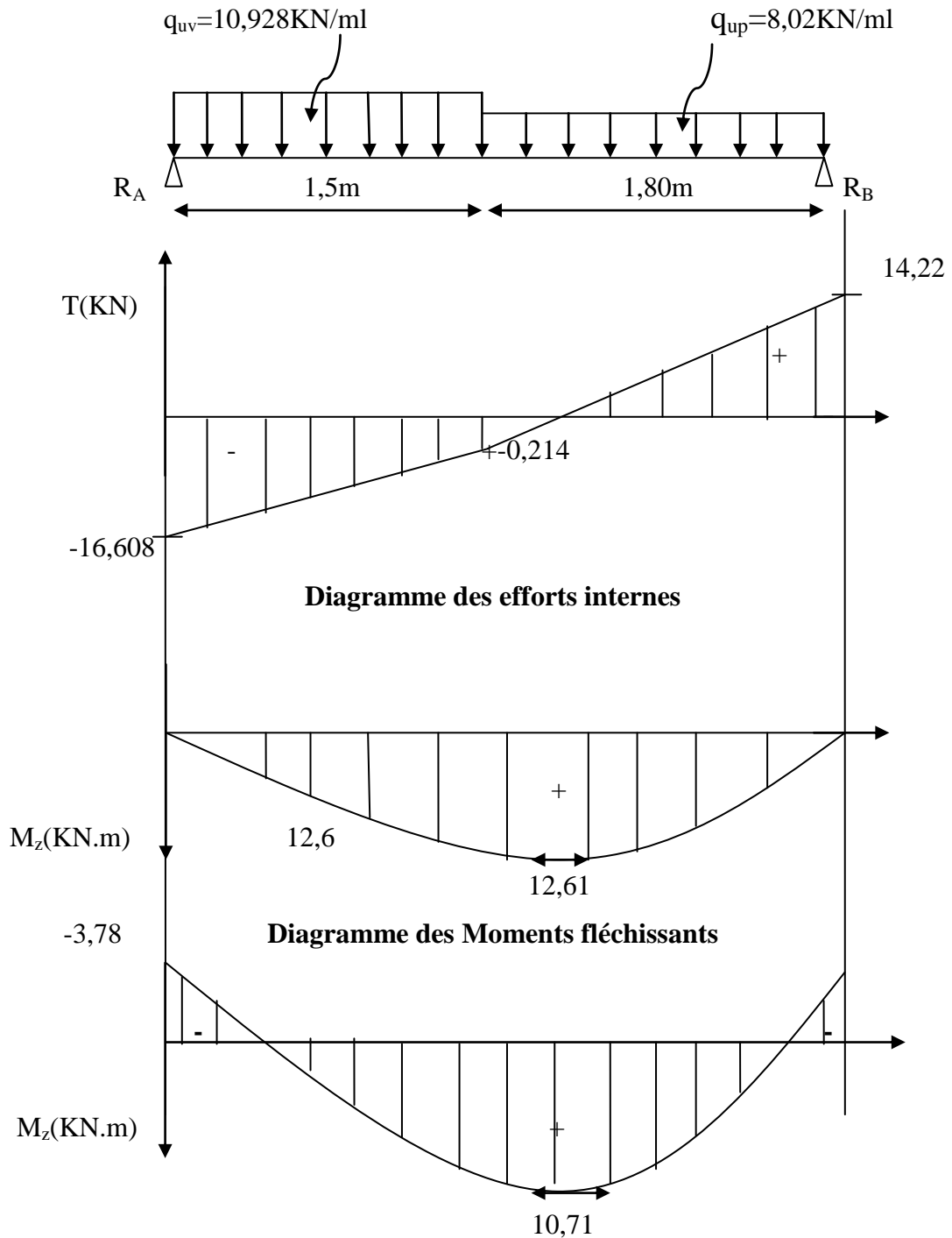
$$M_u^{\text{app}} = (-0.3)M_{u_{\max}} = -0,3(12,606) = -3,78 \text{ KN}.$$

**• Moment en travée:**

$$M_u^{\text{travée}} = (0.85)M_{u_{\max}} = 0,85(12,606) = 10,71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**c) Diagramme des efforts internes :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS sont présentés dans la figure suivante :



**III.5.7 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement.**

### III.5.4.7 vérification à l'ELS :

- a) **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**  
(Article 5.3.2/ BAEL 91)

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- b) **Vérification de la résistance à la compression du béton :**  
(Article 4.5.2/ BAEL 91)

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}$$

- **Détermination de K :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

Après interpolation :

$$\rho = 0,302 \quad \Longrightarrow \quad \begin{array}{l} \beta = 0,9133 \\ K = 42,805 \end{array}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10,71 \times 10^3}{0,9133 \times 13 \times 3,93} = 229,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{229,53}{42,805} = 5,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié.}$$

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

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

**d) Etat limite de déformation : (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$h$  : Hauteur de la poutre.

$L$  : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$A$  : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$M_t$  : Moment max en travée.

$M_0$  : Moment max isostatique.

- **Vérification :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0,0454 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_f} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

$M_s$  : Moment maximal en travée (à l'ELS).

$f_v$  : Flèche due aux déformations de longue durée.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I_f$  : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ( $n = 15$ ) par rapport à l'axe passant par le CDG.

$\bar{f}$  : Flèche admissible pour  $L \leq 5\text{m}$ . (*BAEL/ Art.6.5.3*)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66\text{cm}$$

▪ Calcul du moment d'inertie  $I_0$

-Position du centre de gravité :  $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

Avec :

$S_{xx}$  : Moment statique.

$B_0$  : Section homogène.

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{utr} \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,794 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,794 = 7,20 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(7,794^3 + 7,20^3)}{3} + 15 \times 5,65 \times (7,20 - 2)^2 = 30515,16 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30515,15 \text{ cm}^4$$

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

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b}{b}) \rho}$$

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

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \quad \Rightarrow \quad \rho(\%) = 0,43$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,43 \times 348 + 2,1} = 0,997$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) 0,43} = 0,019$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 30515,15}{1 + 0,019 \times 0,997} = 32942,63 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{10,71 \times 330^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 32942,63} = 0,327 \text{ cm}$$

Donc :  $f_v = 0,327 < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

### Conclusion :

Les armatures choisies à l'ELU sont suffisant.



### IV.1) Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.

- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Les cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

## IV.2) Calcul des inerties des refends :

### IV.2.1 Inertie des Refends pleins :

#### ❖ Les voiles longitudinaux (xx) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$  :  $I_x$  est négligeable devant  $I_y$

#### ❖ Les voiles transversaux (yy) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$  :  $I_y$  est négligeable devant  $I_x$

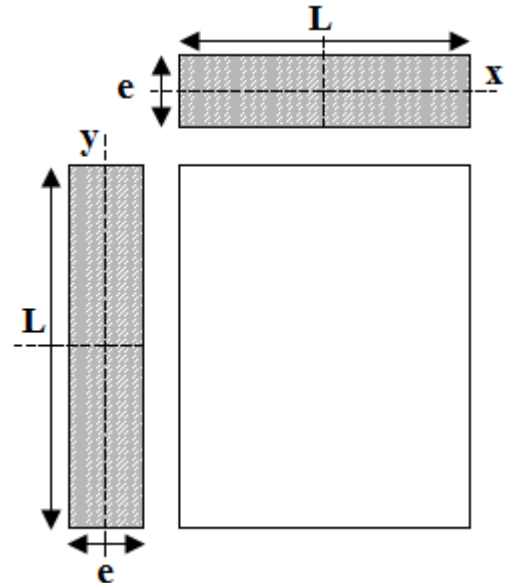


Figure IV.1 : Coupe des voiles en plan.

#### Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30×30).

**Sens Y-Y :**

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m <sup>4</sup> )
	VT2	4.4	0.20	0.36
	VT3	3.2	0.20	0.54
	VT4	2.2	0.20	0.13
<b>Somme</b>				<b>2.75</b>

**Sens X-X :**

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m <sup>4</sup> )
Du RDC au 8 <sup>ème</sup> étage	VL1	1.8	0.20	0.09
	VL2	2	0.20	0.13
	VL3	1	0.20	0.016
	VL4	1.3	0.2	0.036
	VL5	1.2	0.2	0.0288
<b>Somme</b>				<b>0.78</b>

**IV.2.2 Inertie des Refends avec ouvertures :****IV.2.2.1 : Notion de l'inertie équivalente :**

L'introduction de la notion de l'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleines. Pour la distribution des efforts horizontaux il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend plein fictif.

Par définition l'inertie équivalente  $I_e$  d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend plein fictif qui est soumise au même effort horizontal, uniformément réparti sur le bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.

$$\text{La flèche de refend fictif est : } F = \frac{T_0 \times H^3}{8 \times E \times I_e}$$

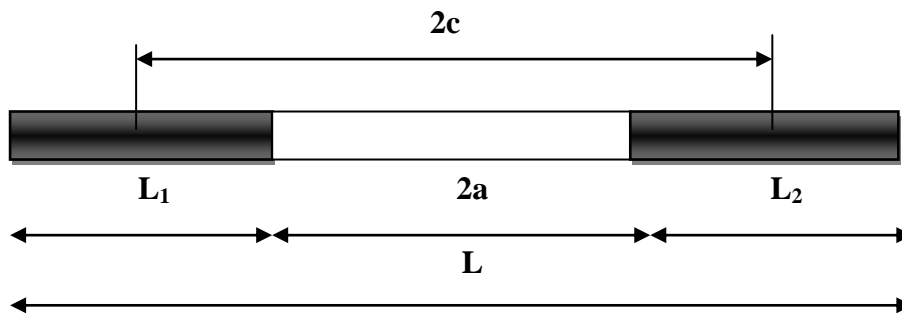
Avec :

$T_0$  : Effort tranchant à la base du refend.

$H$  : hauteur totale du bâtiment.

$I_e$  : moment d'inertie équivalente.

**IV.2.2.2 l'inertie équivalente des refends avec une seule file d'ouverture ( cas d'un séisme charge triangulaire)**



**Figure IV.2 : refend à une seule file d'ouverture**

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc \times \psi_0}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

D'ou :

$$I = I_1 + I_2 \quad ; \quad I_0 = I_1 + I_2 \quad ; \quad i = \frac{e \times B^3}{12} \quad ; \quad m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$$\Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch\alpha} \quad ; \quad \alpha = W \times H$$

$$W^2 = \frac{3 \times E' \times i \times L \times c}{E \times I_0 \times m \times h \times \alpha^3}$$

Avec:

$I_1$  et  $I_2$  : inertie propre.

$I$  : moment d'inertie du refend.

$E$  : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

$A_1$  et  $A_2$  : aire des trumeaux 1 et 2.

$m$  : moment statique de chaque éléments de refend par apport au CDG de l'ensemble.

$i$  : inertie du linteau.

$h$  : hauteur d'un étage.

$E'$  : module d'élasticité du matériau constituant le linteau ( généralement  $E = E'$ ).

$2c$  : distance entre les CDG des deux éléments de refend.

$2a$  : portée de l'ouverture.

$\alpha$  : degré de monolithisme.

**Remarque :**

Dans notre disposition (choisie) on n'a pas des refends avec ouvertures.

### **IV.3 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :**

#### **IV.3.1 calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est :  $I = 1 M^4$ , soumis au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des **moments des aires**.

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèze superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la relation suivante :  $f_i = \frac{S_i \times d_i}{E_i}$

Avec :

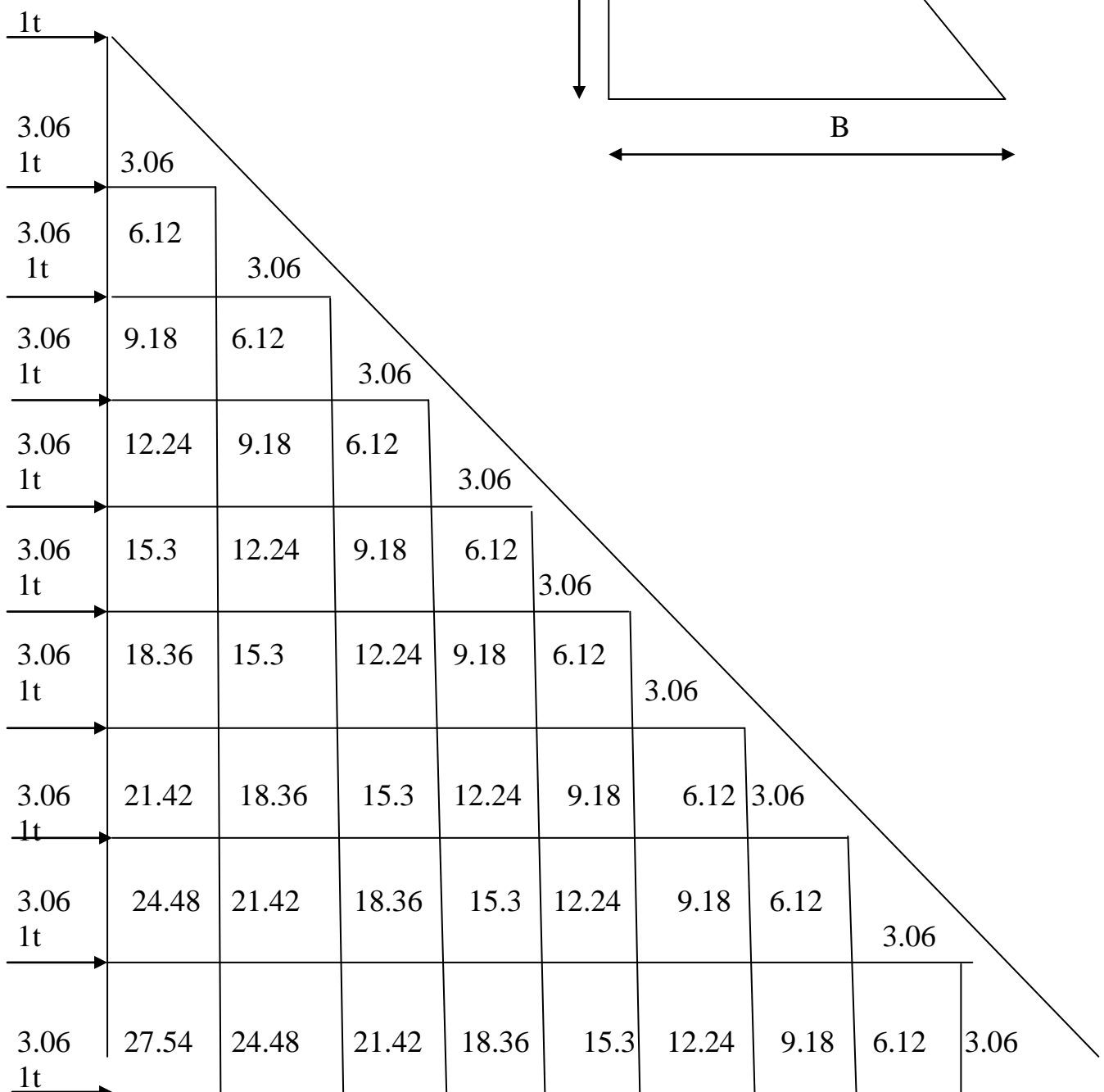
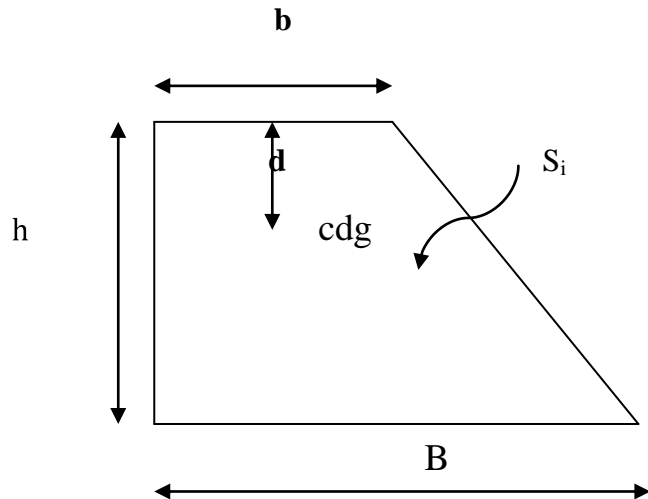
$S_i$  : surface du trapèze.

$d_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Rappel sur le centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2}$$

$$d_i = \frac{(B+2b)}{3(B+b)} \times h$$



**Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.**

Le tableau suivant donne les aires  $S_i$  et la position du centre de gravité  $d_i$  par diagramme des moments pour chaque étage:

**Niveau RDC :**

H(m)	B(m)	b(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i*d_i$
3.06	27.54	24.48	79.52	1.5	119.28
3.06	24.48	21.42	70.22	1.496	105.04912
3.06	21.42	18.36	60.86	1.4907692	90.728215
3.06	18.36	15.3	51.49	1.4836364	76.392436
3.06	15.3	12.24	42.13	1.4733333	62.071533
3.06	12.24	9.18	32.77	1.4571429	47.750571
3.06	9.18	6.12	23.4	1.428	33.4152
3.06	6.12	3.06	14.04	1.36	19.0944
3.06	3.06	0	4.68	1.02	4.7736
<b>Somme</b>					<b>558.51</b>

**1<sup>er</sup> étage :**

H(m)	B	b	$S_i$	$d_i$	$S_i*d_i$
6.12	27.54	21.42	149.81	2.9325	439.31783
6.12	24.48	18.36	131.09	2.9142857	382.03371
6.12	21.42	15.3	112.36	2.89	324.7204
6.12	18.36	12.24	93.63	2.856	267.40728
6.12	15.3	9.18	74.9	2.805	210.0945
6.12	12.24	6.12	56.18	2.72	152.8096
6.12	9.18	3.06	37.45	2.55	95.4975
6.12	6.12	0	18.72	2.04	38.1888
6.12	3.06	0	9.36	2.04	19.0944
<b>Somme</b>					<b>1929.11</b>

2<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
9.18	27.54	18.36	210.68	4.284	902.55312
9.18	24.48	15.3	182.59	4.2369231	773.61978
9.18	21.42	12.24	154.49	4.1727273	644.64464
9.18	18.36	9.18	126.4	4.08	515.712
9.18	15.3	6.12	98.31	3.9342857	386.77963
9.18	12.24	3.06	70.22	3.672	257.84784
9.18	9.18	0	42.13	3.06	128.9178
9.18	6.12	0	28.09	3.06	85.9554
9.18	3.06	0	14.04	3.06	42.9624
<b>Somme</b>					<b>3738.56</b>

3<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
12.24	27.54	15.3	262.18	5.53714286	1451.72811
12.24	24.48	12.24	224.72	5.44	1222.4768
12.24	21.42	9.18	187.27	5.304	993.28008
12.24	18.36	6.12	149.81	5.1	764.031
12.24	15.3	3.06	112.36	4.76	534.8336
12.24	12.24	0	74.9	4.08	305.592
12.24	9.18	0	56.18	4.08	229.2144
12.24	6.12	0	37.45	4.08	152.796
12.24	3.06	0	18.72	4.08	76.3776
<b>Somme</b>					<b>5730.29</b>

4<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
15.3	27.54	12.24	304.31	6.66923077	2029.51362
15.3	24.48	9.18	257.49	6.49090909	1671.34418
15.3	21.42	6.12	210.68	6.23333333	1313.23867
15.3	18.36	3.06	163.86	5.82857143	955.069714
15.3	15.3	0	117.04	5.1	596.904
15.3	12.24	0	93.63	5.1	477.513
15.3	9.18	0	70.22	5.1	358.122
15.3	6.12	0	46.81	5.1	238.731
15.3	3.06	0	23.4	5.1	119.34
<b>Somme</b>					<b>7759.74</b>

5<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
18.36	27.54	9.18	337.08	7.65	2578.662
18.36	24.48	6.12	280.9	7.344	2062.9296
18.36	21.42	3.06	224.72	6.885	1547.1972
18.36	18.36	0	168.54	6.12	1031.4648
18.36	15.3	0	140.45	6.12	859.554
18.36	12.24	0	112.36	6.12	687.6432
18.36	9.18	0	84.27	6.12	515.7324
18.36	6.12	0	56.18	6.12	343.8216
18.36	3.06	0	28.09	6.12	171.9108
<b>Somme</b>					<b>9798.88</b>

6<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
21.42	27.54	6.12	360.49	8.43818182	3041.88016
21.42	24.48	3.06	294.95	7.933333333	2339.93667
21.42	21.42	0	229.4	7.14	1637.916
21.42	18.36	0	196.63	7.14	1403.9382
21.42	15.3	0	163.86	7.14	1169.9604
21.42	12.24	0	131.09	7.14	935.9826
21.42	9.18	0	98.31	7.14	701.9334
21.42	6.12	0	65.54	7.14	467.9556
21.42	3.06	0	32.77	7.14	233.9778
<b>Somme</b>					<b>11933.44</b>

7<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
24.48	27.54	3.06	374.54	8.976	3361.871
24.48	24.48	0	299.63	8.16	2444.9808
24.48	21.42	0	262.18	8.16	2139.3888
24.48	18.36	0	224.72	8.16	1833.7152
24.48	15.3	0	187.27	8.16	1528.1232
24.48	12.24	0	149.81	8.16	1222.4496
24.48	9.18	0	112.36	8.16	916.8576
24.48	6.12	0	74.9	8.16	611.184
24.48	3.06	0	37.45	8.16	305.592
<b>Somme</b>					<b>14364.12</b>

8<sup>ème</sup> étage :

H(m)	B	b	S <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
27.54	27.54	0	379.22	9.18	3481.2396
27.54	24.48	0	337.08	9.18	3094.3944
27.54	21.42	0	294.95	9.18	2707.641
27.54	18.36	0	252.81	9.18	2320.7958
27.54	15.3	0	210.68	9.18	1934.0424
27.54	12.24	0	168.54	9.18	1547.1972
27.54	9.18	0	126.4	9.18	1160.352
27.54	6.12	0	84.27	9.18	773.5986
27.54	3.06	0	42.13	9.18	386.7534
<b>Somme</b>					<b>17405.97</b>

#### IV.3.2 : calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

##### a. Calcul du déplacement des portiques :

- La translation est donnée par :

$$E \Delta_n = E \psi_n \times h$$

Avec :

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n+1}}{2}$$

D'ou:

**h**: hauteur d'étage considéré.

**K<sub>pn</sub>** : Somme des raideurs des poteaux au niveau (n)

Avec :

$$K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

$I_{pn}$  : inertie des poteaux du niveau (n).

$M_n$  : moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

$T_n$  : effort tranchant au niveau (n).

• **La rotation d'étage est donnée par :**

- Pour les poteaux articulés au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 K_{t1}}$

- pour les poteaux encastres à la base au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 K_{t1} + 2 K_{p1}}$

- Pour les poteaux d'étage courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 K_{tn}}$

Avec :

$K_{tn}$  : Raideur des poutres :  $K = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux :  $K = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : portée libre de la poutre.

**b. Rigidité des portiques :**

- **Calcul des rigidités linéaires :**

➤ Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

➤ Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

➤ **Identification des paramètres :**

$I$  : moment d'inertie de l'élément  $I = \frac{b h^3}{12}$  .

Poteaux :  $h_c = h + \frac{1}{2} e_{pot}$  Avec :  $h_c$  : Hauteur des poteaux à calculées.

$h$  : Hauteur entre nus des poteaux.

$e_{pot}$  : Largeur des poteaux.

$$h = h_e - h_{poutre}$$

Poutres :  $L_c = L + \frac{1}{2} h_{poutre}$  Avec :  $L_c$  : Longueur des poutres à calculées.

$L$  : Longueur entre nus des poutres.

$h_{poutre}$  : Hauteur des poutres.

$$L = L_0 - e_{poteaux}$$

- **Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

niveaux	b cm	h cm	I cm <sup>4</sup>	he cm	hp cm	h' cm	e <sub>pot</sub> cm	hc	k cm <sup>3</sup>
8	30	30	67500.00	306	35	271	30	286	236.013986
7	30	30	67500.00	306	35	271	30	286	236.013986
6	30	30	67500.00	306	35	271	30	286	236.013986
5	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.4560947
4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.4560947
3	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.4560947
2	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.1042383
1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.1042383
RDC	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.1042383

- **Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.**

niveaux	B cm	h cm	I cm <sup>4</sup>	he cm	hp cm	h' cm	epot cm	hc cm	k cm <sup>3</sup>
8	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240.21
7	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240.21
6	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240.21
5	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
3	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
2	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
RDC	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92

• **Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.**

niveaux		b cm	h cm	I cm <sup>4</sup>	L <sub>0</sub> cm	e <sub>pot</sub>	L' cm	h <sub>poutre</sub> cm	Lc cm	k cm <sup>3</sup>
6,7,8	A--B	30	35	107187.50	310	30	280	35	297.5	360.29
	B--C	30	35	107187.50	310	30	280	35	297.5	360.29
	C--D	30	35	107187.50	310	30	280	35	297.5	360.29
	D--E	30	35	107187.50	480	30	450	35	467.5	229.28
	E--F	30	35	107187.50	410	30	380	35	397.5	269.65
	F--G	30	35	107187.50	370	30	340	35	357.5	299.83
3,4,5	A--B	30	35	107187.50	305	35	270	35	287.5	372.83
	B--C	30	35	107187.50	305	35	270	35	287.5	372.83
	C--D	30	35	107187.50	305	35	270	35	287.5	372.83
	D--E	30	35	107187.50	475	35	440	35	457.5	234.29
	E--F	30	35	107187.50	405	35	370	35	387.5	276.61
	F--G	30	35	107187.50	365	35	330	35	347.5	308.45
RDC,1,2	A--B	30	35	107187.50	300	40	260	35	277.5	386.26
	B--C	30	35	107187.50	300	40	260	35	277.5	386.26
	C--D	30	35	107187.50	300	40	260	35	277.5	386.26
	D--E	30	35	107187.50	470	40	430	35	447.5	239.53
	E--F	30	35	107187.50	400	40	360	35	377.5	283.94
	F--G	30	35	107187.50	360	40	320	35	337.5	317.59

• **Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.**

niveaux	travées	b cm	h cm	I cm <sup>4</sup>	L <sub>0</sub> cm	e <sub>pot</sub>	L' cm	h <sub>poutre</sub> cm	Lc cm	k poutre cm <sup>3</sup>
6,7,8	1--2	30	40	160000.00	290	30	260	40	280	571.43
	2--3	30	40	160000.00	260	30	230	40	250	640.00
	3--4	30	40	160000.00	530	30	500	40	520	307.69
	4--5	30	40	160000.00	410	30	380	40	400	400.00
3,4,5	1--2	30	40	160000.00	285	35	250	40	270	592.59
	2--3	30	40	160000.00	255	35	220	40	240	666.67
	3--4	30	40	160000.00	525	35	490	40	510	313.73
	4--5	30	40	160000.00	405	35	370	40	390	410.26
RDC,1,2	1--2	30	40	160000.00	280	40	240	40	260	615.38
	2--3	30	40	160000.00	250	40	210	40	230	695.65
	3--4	30	40	160000.00	520	40	480	40	500	320.00
	4--5	30	40	160000.00	400	40	360	40	380	421.05

**c. Inertie fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à **1 tonne** et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontale (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à **1 m<sup>4</sup>**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une (inertie fictive) puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des plancher, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refend et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcul comme suit :  $I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$

Avec :

$f_n$  : flèche des refends au niveau (n).

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau (n)

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux suivant :

• Calcul des déplacements et les rotations dans le sens X-X

Niveaux	portique	He (m)	Mn (t.m)	Mn+1 (t.m)	$\Sigma K_{poteaux}$ m3 10-4	$\Sigma K_{poutres}$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m-2	$E\psi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \Sigma E\Delta_n$
8	A-B	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	B-C	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	C-D	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	D-E	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	E-F	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
	F-G	3.06	3.06	0	63.720	67.670	18.841	77.702	2377.672	71250.454
7	A-B	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	B-C	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	C-D	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	D-E	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	E-F	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
	F-G	3.06	6.12	3.06	63.720	67.670	56.524	155.403	4755.344	68872.782
6	A-B	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	B-C	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	C-D	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	D-E	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	E-F	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
	F-G	3.06	9.18	6.12	63.720	67.670	94.207	231.184	7074.245	64117.437
5	A-B	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	B-C	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	C-D	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	D-E	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	E-F	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
	F-G	3.06	12.24	9.18	116.910	69.700	128.049	233.588	7147.795	57043.192
4	A-B	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	B-C	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	C-D	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	D-E	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	E-F	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
	F-G	3.06	15.3	12.24	116.910	69.700	164.634	291.985	8934.743	49895.397
3	A-B	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	B-C	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654

	C-D	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	D-E	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	E-F	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
	F-G	3.06	18.36	15.3	116.910	69.700	201.220	346.728	10609.873	40960.654
2	A-B	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	B-C	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	C-D	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	D-E	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	E-F	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
	F-G	3.06	21.42	18.36	197.910	71.910	230.496	338.419	10355.636	30350.781
1	A-B	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
	B-C	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
	C-D	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
	D-E	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
	E-F	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
	F-G	3.06	24.48	21.42	197.910	71.910	265.957	386.765	11835.012	19995.145
RDC	A-B	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	B-C	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	C-D	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	D-E	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	E-F	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133
	F-G	3.06	27.54	24.48	197.910	71.910	301.418	266.671	8160.133	8160.133

• L'inertie fictive des portiques dans le sens X-X

Niv	travée	$Ef_i$	$I_e (m^4)$	$\Sigma I_e$
8	A-B	17405.97	0.244	1.464
	B-C		0.244	
	C-D		0.244	
	D-E		0.244	
	E-F		0.244	
	F-G		0.244	
7	A-B	14364.12	0.209	1.254
	B-C		0.209	
	C-D		0.209	
	D-E		0.209	
	E-F		0.209	
	F-G		0.209	
6	A-B	11933.44	0.186	1.116
	B-C		0.186	
	C-D		0.186	
	D-E		0.186	
	E-F		0.186	
	F-G		0.186	
5	A-B	9798.88	0.172	1.032
	B-C		0.172	
	C-D		0.172	
	D-E		0.172	
	E-F		0.172	
	F-G		0.172	
4	A-B	7759.74	0.156	0.936
	B-C		0.156	
	C-D		0.156	
	D-E		0.156	
	E-F		0.156	
	F-G		0.156	
3	A-B	5730.29	0.140	0.84
	B-C		0.140	
	C-D		0.140	
	D-E		0.140	
	E-F		0.140	
	F-G		0.140	
2	A-B	3738.56	0.123	0.738
	B-C		0.123	
	C-D		0.123	
	D-E		0.123	
	E-F		0.123	
	F-G		0.123	

1	A-B	1929.11	0.096	0.576
	B-C		0.096	
	C-D		0.096	
	D-E		0.096	
	E-F		0.096	
	F-G		0.096	
RDC	A-B	558.51	0.068	0.408
	B-C		0.068	
	C-D		0.068	
	D-E		0.068	
	E-F		0.068	
	F-G		0.068	

• Calcul des déplacements et les rotations dans le sens Y-Y

Niveaux	portique	He (m)	Mn (t.m)	Mn+1 (t.m)	$\sum K_{poteaux}$ m3 10-4	$\sum K_{poutres}$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m-2	$E\varphi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \sum E\Delta_n$
8	A-B	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	B-C	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	C-D	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
	D-E	3.06	3.06	0	63.720	85.820	14.857	69.732	2133.805	61777.650
7	A-B	3.06	6.12	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	B-C	3.06	6.12	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	C-D	3.06	6.12	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
	D-E	3.06	6.12	3.06	63.720	85.820	44.570	139.464	4267.610	59643.845
6	A-B	3.06	9.18	6.12	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	B-C	3.06	9.18	6.12	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	C-D	3.06	9.18	6.12	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
	D-E	3.06	9.18	6.12	63.720	85.820	74.283	207.708	6355.850	55376.235
5	A-B	3.06	12.24	9.18	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
	B-C	3.06	12.24	9.18	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
	C-D	3.06	12.24	9.18	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
	D-E	3.06	12.24	9.18	116.910	88.350	101.019	202.697	6202.513	49020.385
4	A-B	3.06	15.3	12.24	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	B-C	3.06	15.3	12.24	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	C-D	3.06	15.3	12.24	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
	D-E	3.06	15.3	12.24	116.910	88.350	129.881	253.371	7753.142	42817.871
3	A-B	3.06	18.36	15.3	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
	B-C	3.06	18.36	15.3	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
	C-D	3.06	18.36	15.3	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730

	D-E	3.06	18.36	15.3	116.910	88.350	158.744	300.726	9202.230	35064.730
2	A-B	3.06	21.42	18.36	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	B-C	3.06	21.42	18.36	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	C-D	3.06	21.42	18.36	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
	D-E	3.06	21.42	18.36	197.910	91.590	180.970	285.083	8723.533	25862.499
1	A-B	3.06	24.48	21.42	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	B-C	3.06	24.48	21.42	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	C-D	3.06	24.48	21.42	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
	D-E	3.06	24.48	21.42	197.910	91.590	208.811	325.809	9969.752	17138.966
RDC	A-B	3.06	27.54	24.48	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	B-C	3.06	27.54	24.48	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	C-D	3.06	27.54	24.48	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214
	D-E	3.06	27.54	24.48	197.910	91.590	236.652	234.288	7169.214	7169.214

- L'inertie fictive des portiques dans le sens Y-Y

Niv	travée	$Ef_i$	$I_e (m^4)$	$\Sigma I_e$
8	1--2	17405.97	0.39	1.560
	2--3		0.39	
	3--4		0.39	
	4--5		0.39	
7	1--2	14364.12	0.374	1.498
	2--3		0.374	
	3--4		0.374	
	4--5		0.374	
6	1--2	11933.44	0.33	1.320
	2--3		0.33	
	3--4		0.33	
	4--5		0.33	
5	1--2	9798.88	0.278	1.115
	1--3		0.278	
	3--4		0.278	
	4--5		0.278	
4	1--2	7759.74	0.261	1.044
	2--3		0.261	
	3--4		0.261	
	4--5		0.261	

3	1--2	5730.29	0.247	0.989
	2--3		0.247	
	3--4		0.247	
	4--5		0.247	
2	1--2	3738.56	0.219	0.876
	2--3		0.219	
	3--4		0.219	
	4--5		0.219	
1	1--2	1929.11	0.187	0.749
	2--3		0.187	
	3--4		0.187	
	4--5		0.187	
RDC	1--2	558.51	0.155	0.623
	2--3		0.155	
	3--4		0.155	
	4--5		0.155	

**Les inerties fictives des portiques par niveau :**

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	sommes
<b>Sens X-X</b>	1.464	1.254	1.116	1.032	0.936	0.84	0.738	0.576	0.408	<b>8.36</b>
<b>Sens Y-Y</b>	1.560	1.498	1.320	1.115	1.044	0.989	0.876	0.749	0.623	<b>9.774</b>

**IV.4 Comparaison des inerties des voiles et portiques :**

➤ **Sens Y-Y :**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
<b>portique</b>	<b>1.086</b>	<b>28.31%</b>
<b>voiles</b>	<b>2.75</b>	<b>71.68%</b>
<b>Voiles+portiques</b>	<b>3.83</b>	<b>100%</b>

➤ **Sens X-X :**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
<b>portique</b>	<b>0.92</b>	<b>54.36%</b>
<b>voiles</b>	<b>0.78</b>	<b>45.63%</b>
<b>Voiles+portiques</b>	<b>1.70</b>	<b>100%</b>

#### IV.5 Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et Transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles.

Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.

- Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions a tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales.

au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Donc :

On prend le coefficient de comportement **R=5**

## V.1 Description du logiciel *ETABS* :

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

## V.2 Manuel d'utilisation de L'*ETABS* :

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.6.0*.

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône de l'*ETABS*



## V.3 Etapes de modélisation :

### V.3.1 Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

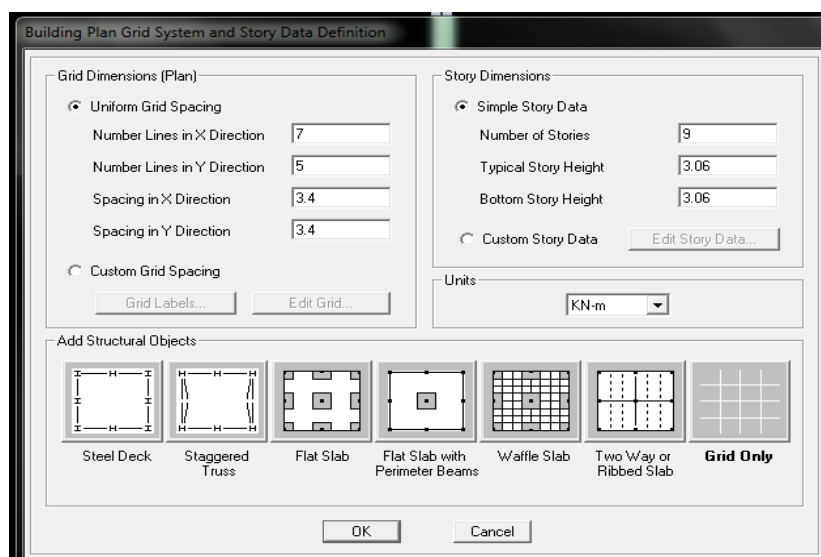
#### a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

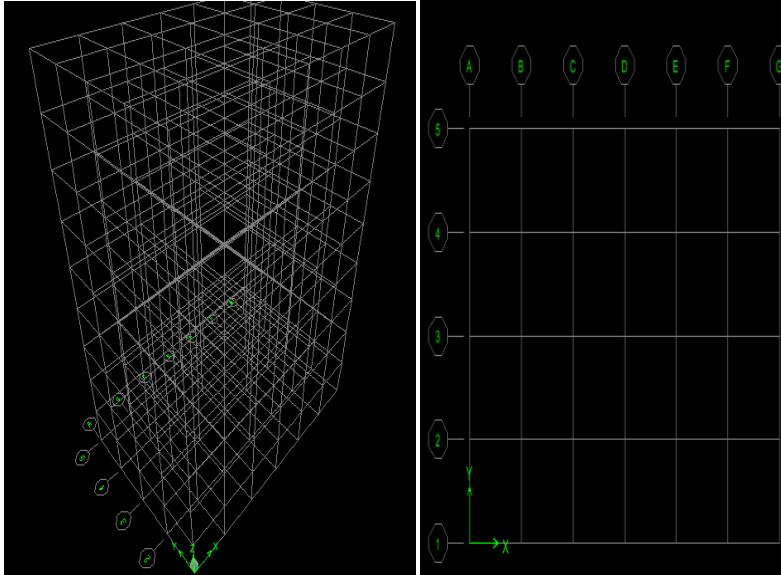
#### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne *File* puis *New model*, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



### c) Modification de la géométrie de base


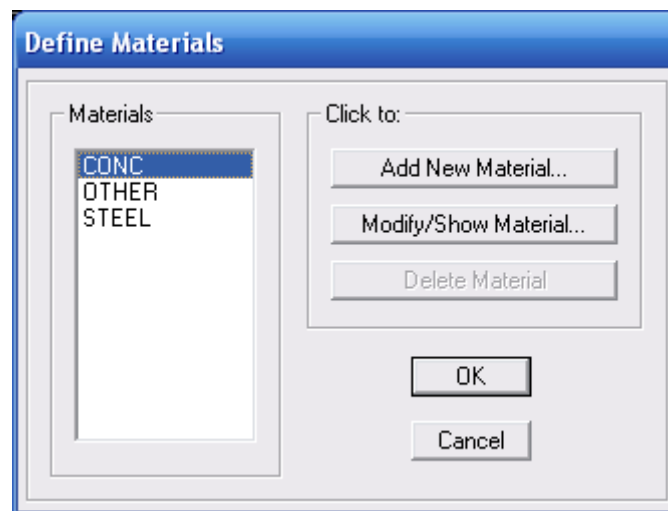
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur *ok*
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis *Edit Story Data*.

### V.3.2 Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur *Define* puis *Material proprietes* et on sélection le matériau *CONC* et on clique sur *Modify /Show Material*, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



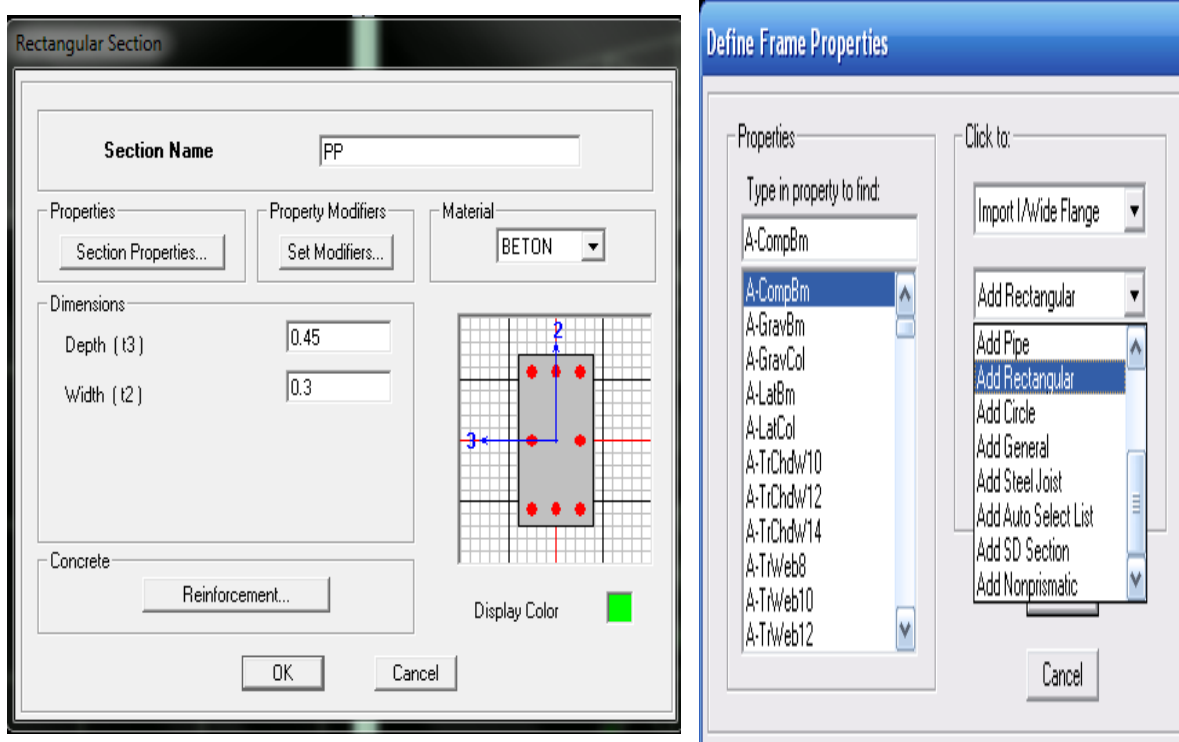
Material Name		Display Color	
BETON		Color	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design	
Analysis Property Data		Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	
Mass per unit Volume	2.5	Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		

### V.3.3 Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu *Define* puis *Frame sections*. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



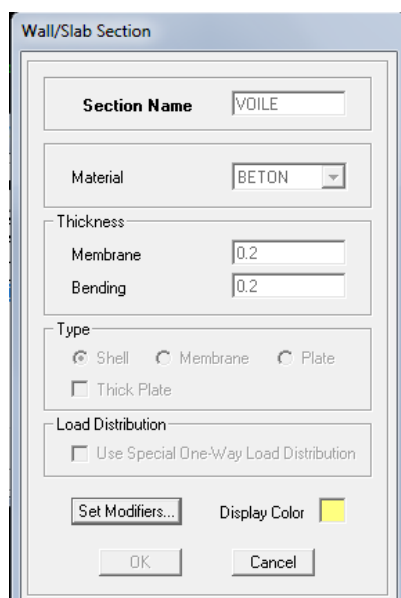
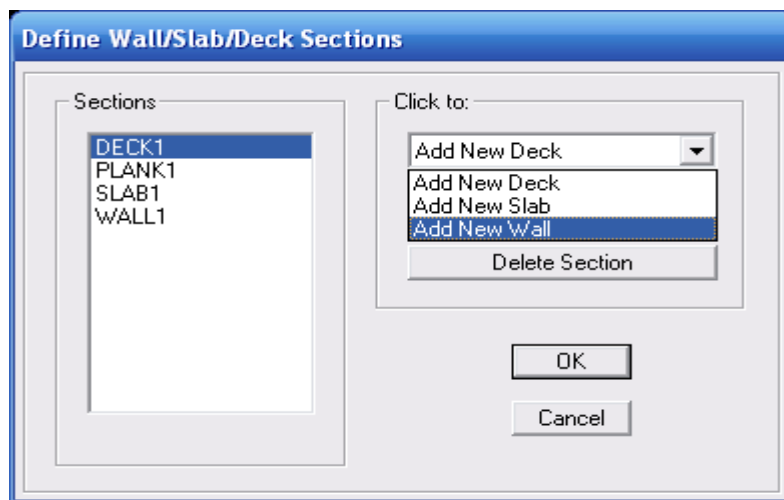
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

.Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

.Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



### V.3.4 Quatrième étape : définition des charges :

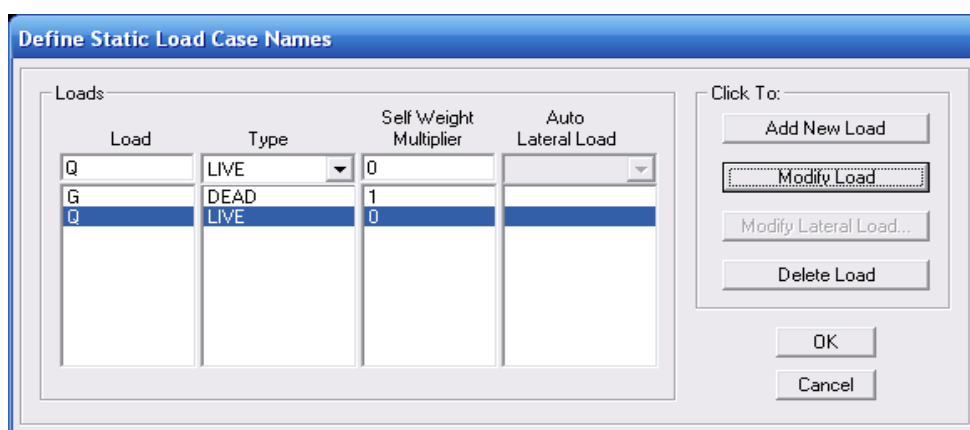
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### a) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : *Define* → *Load Cases*.

*DEAD* (charge permanente)

*LIVE* (Surcharge d'exploitation)



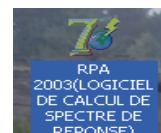
#### b) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $Sa/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

- Données à introduire dans le logiciel :

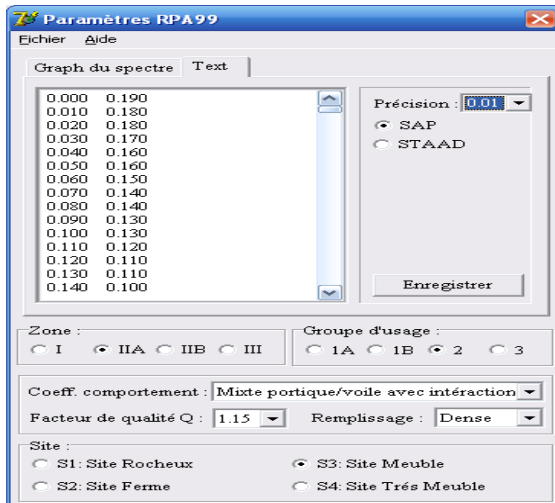
- Zone : III (Zone a sismicité élevée, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement mixte portique/voile avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.



- Facteur de qualité (Q): 1,10.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

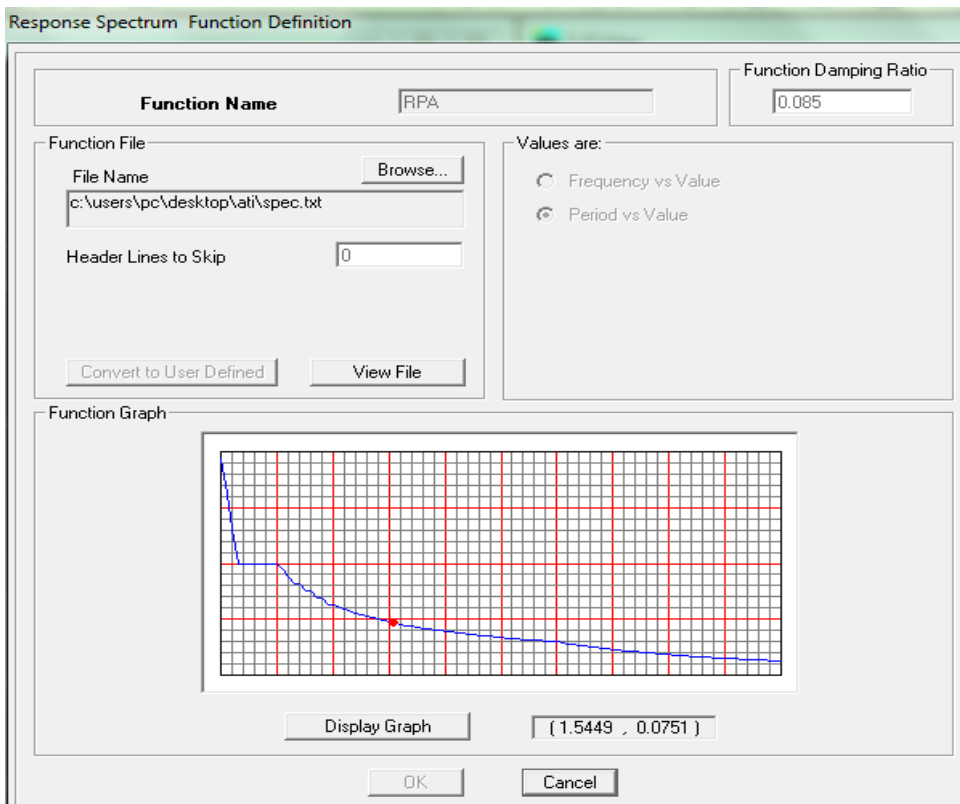
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur *l'onglet Text*.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

*Define* → *Response Spectrum Functions* → *Spectrum from file.*

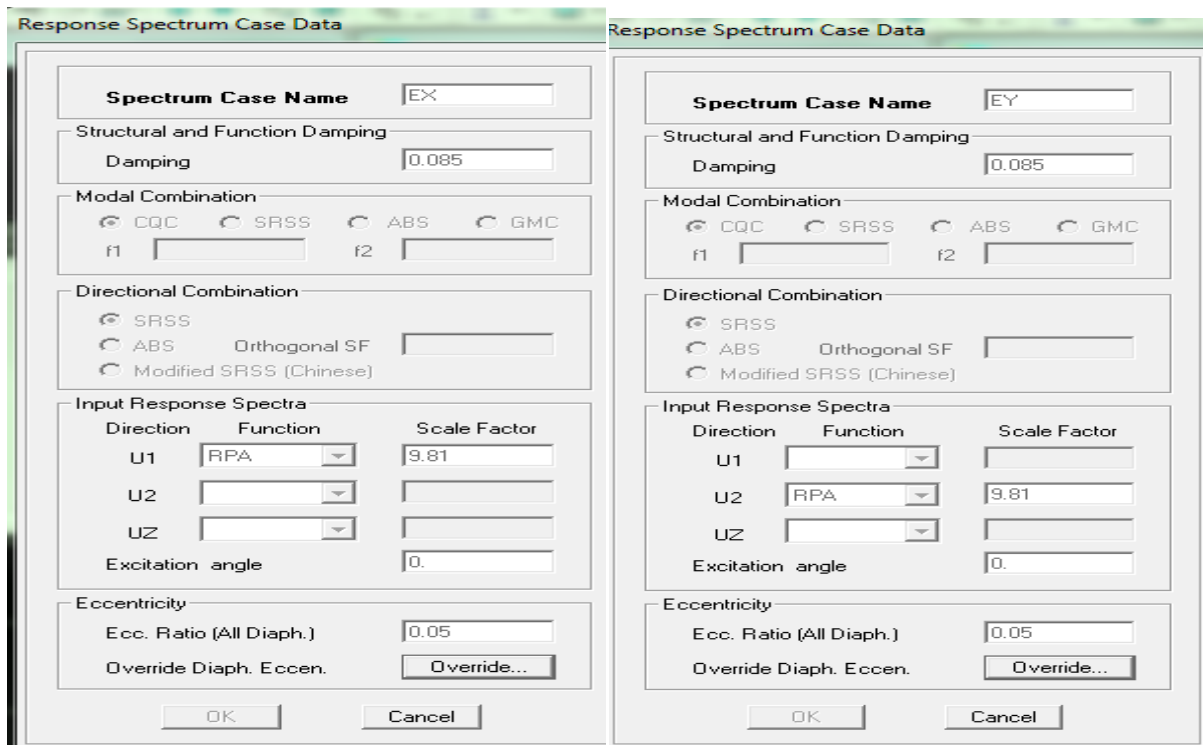
**Function**                      **Name**                      (nom                      du                      spectre):                      RPA.



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input **response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



### V.3.5 cinquième étape : chargement des poutrelles et poutre secondaires :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

**Assign** → **Frame/line loads** → **Distributed.**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans

la case **Load**.

### V.3.6 sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**a) Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91 :**

ELU :  $1.35G+1.5Q$ .

ELS :  $G+Q$ .

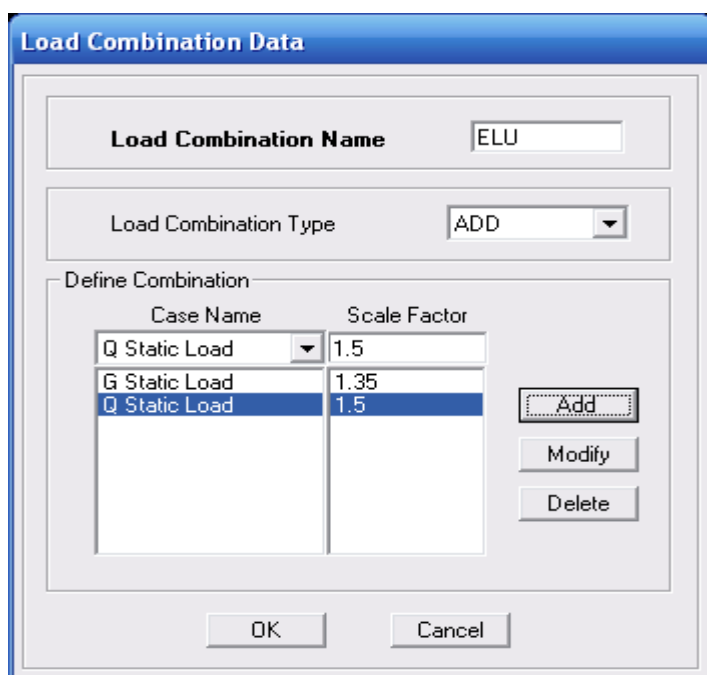
**b) Combinaisons accidentelles du RPA :**

$G+Q\pm E$  : appelée dans le fichier de données GQE.

$0.8G\pm E$  : appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** → **Add New Combo**.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

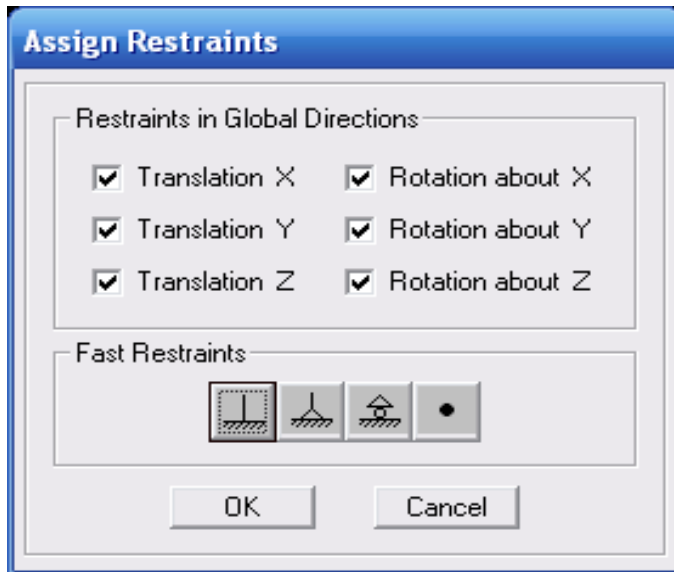
### V.3.7 Septième étape : Spécification des conditions aux limites

#### (Appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

*Assign*  → *Joint/point* → *Restraints*

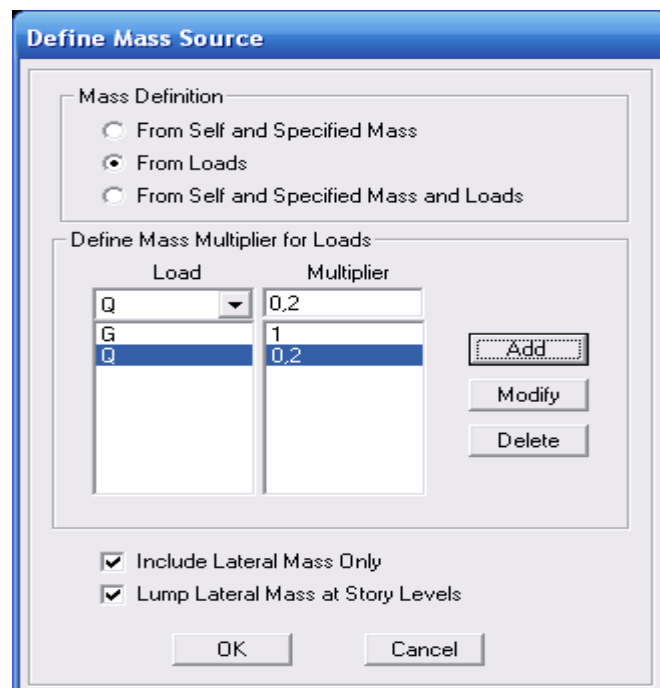


### Mass- Source

*Define* → *Mass source*

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur  $I$  pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

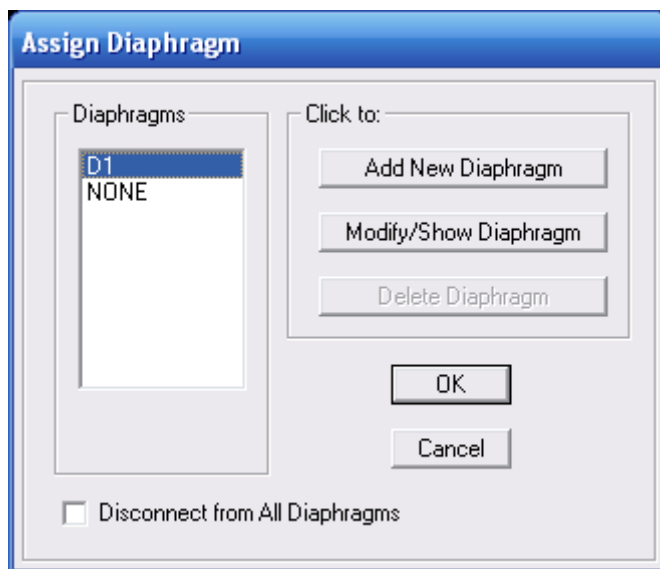


### Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds 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 nœuds du premier plancher puis on clique sur :

*Assign* → *Joint/point* → *Diaphragm* → *Add New Diaphragm*.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case *Diaphragme* on clique sur *OK* pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### V.3.8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

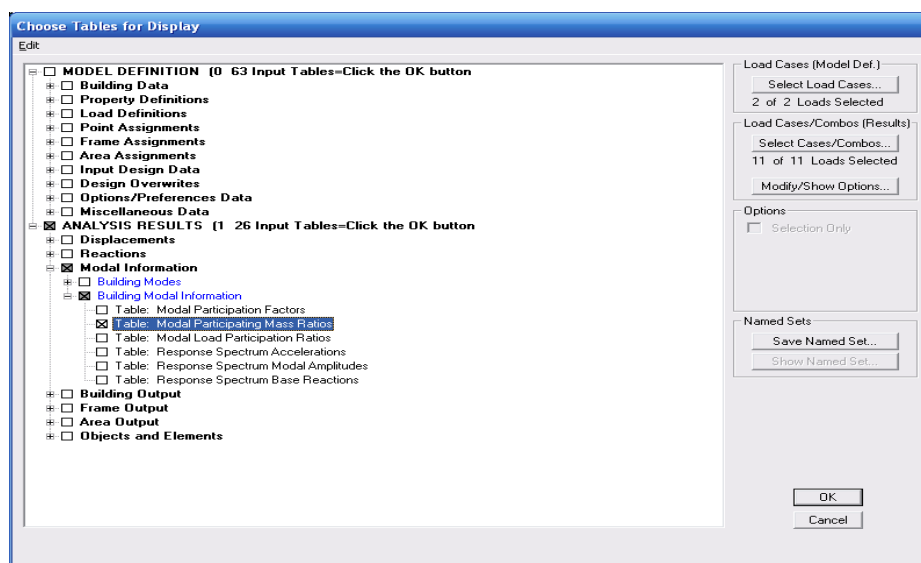
#### a) Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne *Run Analysis*.

## b) Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre *display* → *show tables*, on clique sur *Modal Information* et on sélectionne la combinaison « *Modal* ».



## c) Déformée de la structure

On appuie sur l'icône *Show Deformed Shap* et on sélectionne une combinaison d'actions.

## d) Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne *Show Member forces/Stresses Diagram* dans le menu *Display*.

### 1) Efforts internes dans les éléments barres :

- Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : *Display* —→ *Show tables*

Dans *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 poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

### 2) 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.

### 3) Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur *show tables* puis on coche « *Dplacements* ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne  $U_x$  correspond au sens  $xx$ , et  $U_y$  au sens  $yy$ .

### 4) Effort tranchant et moment sismique à la base

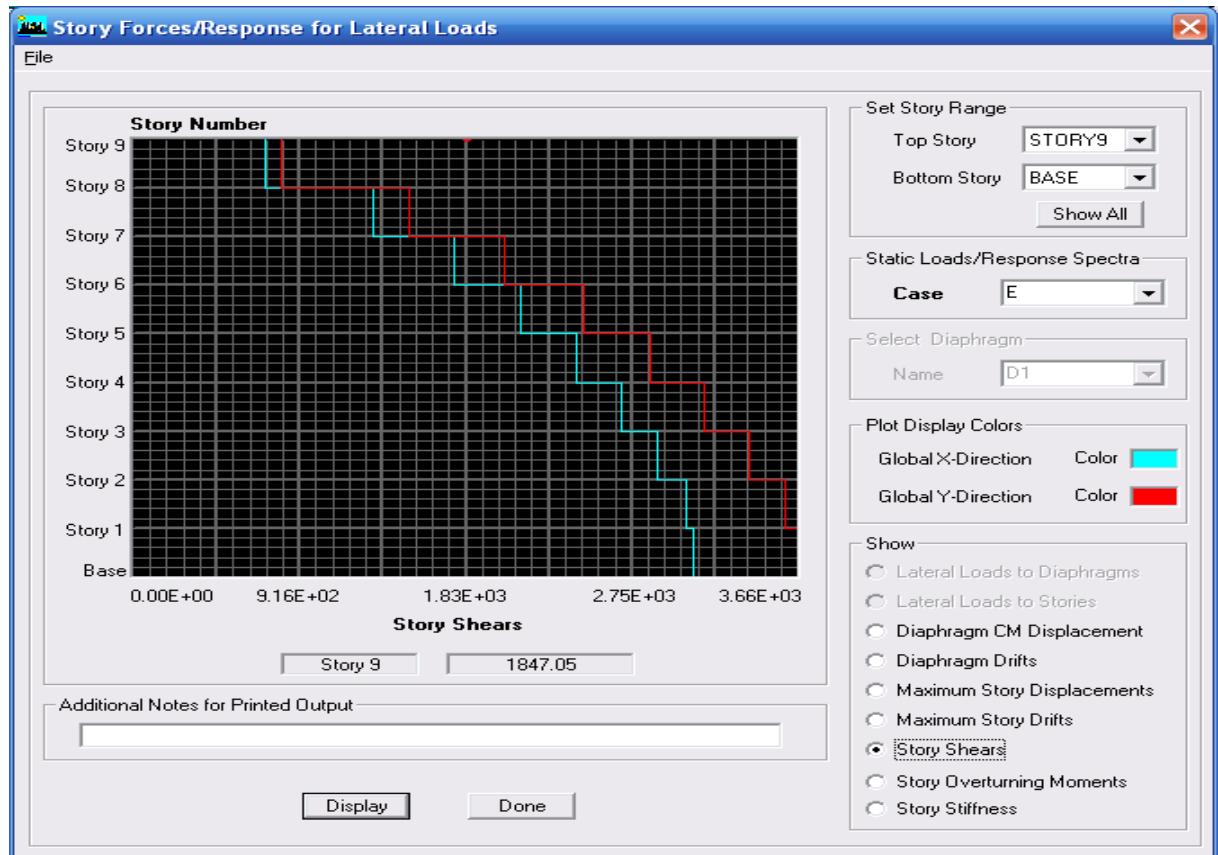
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur *show Story Reponse plots*

On coche *Story shears* ensuite on sélectionne *le séisme E*.

### 5) Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en *2D* puis dans le menu *View* on clique sur *Set 3D View* et on sélectionne le *plan XZ*.

Dans *Display* on clique sur *Show Deformed Shape* et on sélectionne la combinaison *E*. Enfin, dans *Draw* on choisit l'option *Draw Section Cut* et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



### Remarque :

En désélectionnant la case *Shells* on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case *Frames* nous aurons l'effort repris par les voiles.

## VI.1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. La flèche.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

## VI.2 Vérification de la période :

- La valeur de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée de la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

$C_t$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003) : dans notre cas  **$C_t=0.05$  (structure mixte)**.

$L$  : la dimension du bâtiment mesurée de la base dans la direction de calcul considéré.

$$T = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.60s$$

On aura donc :

- Sens xx :  $L_x=23.7m$                        $T=\min\{ 0.50s ; 0.60s \}= 0.50 s$
- Sens yy :  $L_y=16.1m$                        $T=\min\{ 0.61 s ; 0.60 s \}= 0.60s$

**Remarque :**

La valeur de T calculée à partir des formules de rayleigh ou de méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% d'où :

Sens xx :  $T=1.3 \times 0.50 = 0.65 s$

Sensyy :  $T=1.3 \times 0.60 = 0.78 s$

Soit :  **$T_{\text{empirique}}= 0.65 s$**

➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0.631024	71.1680	0.7425	0.0000	71.1680	0.7425	0.0000
	2	0.501129	1.3148	64.6219	0.0000	72.4828	65.3644	0.0000
	3	0.349623	1.4273	2.5565	0.0000	73.9100	67.9210	0.0000
	4	0.186241	13.2359	0.0521	0.0000	87.1459	67.9730	0.0000
	5	0.123221	0.0858	17.0109	0.0000	87.2318	84.9839	0.0000
	6	0.093545	4.2899	0.0145	0.0000	91.5217	84.9984	0.0000
	7	0.088934	0.0379	0.9648	0.0000	91.5596	85.9632	0.0000
	8	0.085385	0.0430	0.9849	0.0000	91.6026	86.9482	0.0000
	9	0.082548	0.2684	0.9119	0.0000	91.8710	87.8601	0.0000
	10	0.076300	0.9976	0.0112	0.0000	92.8686	87.8713	0.0000
	11	0.054194	0.0288	5.7063	0.0000	92.8974	93.5776	0.0000

Mode	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
période	0.63	0.50	0.34	0.18	0.12	0.09	0.08/	0.08	0.08	0.07	0.05

➤ **Comparaison des résultats :**

On a :

La période empirique  $T = 0.65$  s

La période ETABS  $T_{\text{etabs}} = 0.63$ s

On remarque que :

$$T_{\text{etabs}} = 0.63 \text{ s} < T_{\text{empirique}} = 0.65 \text{ s} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification du coefficient de participation massique:**

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. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } 93.57\% \\ \text{Sens transversal : } 92.89\% \end{array} \right\} \geq 90\% \text{ de la masse totale de bâtiment} \rightarrow \text{condition Vérifier.}$$

**VI.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

D'après le **RPA 99 V2003** (article 4.3.6, p46) la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8 V/V<sub>t</sub>**.

Après analyse, on obtient les résultats de  $V_{x\text{dyn}}$  et  $V_{y\text{dyn}}$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 4-1})$$

Avec :

$A=0,25$ (coefficient de zone III, groupe d'usage 02)

$R=5$  coefficient de comportement (structure est mixte)

$D$ = facteur d'amplification dynamique.

$Q$ = facteur de qualité.

$W_T = 24109.304 \text{ kN}$  poids total de la structure.

• **Calcul de facteur d'amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left( \frac{2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{0.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$T_2=0.5$  (Tableau 4-7.RPA 2003)

$T_2=0.5 < T=0.65s$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left( \frac{2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$\eta$ : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4-3})$$

$\xi=0,085$

$\eta=0,82 > 0.7$

$$D = 2.5\eta \left( \frac{2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,82 \left( \frac{2}{0.63} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.73$$

**D=1.75**

- **Calcul de facture de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. Redondance en plan
3. Régularité en plan
4. Régularité en élévation
5. Contrôle de la qualité de l'exécution
6. Contrôle de la qualité des matériaux

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

**Avec :**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous :

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/obsé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	/	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	/
<b>3. Régularité en plan</b>	/	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	/
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	/
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	/

Alors :

**Q = 1.10** Dans les deux sens ( $Q_{xx}=Q_{yy}$ )

$$V_{xx} = V_{yy} = \frac{0,25 \times 1,75 \times 1,10}{5} \times 24109.304 = 2330.169 \text{ kN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1= $V_{xdyn}$	F2= $V_{ydyn}$	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	2024.52	206.79	0	-4180.846	39883.472	-16984.275
EX	2	U1	43.48	-304.81	0	6203.688	840.557	-4370.913
EX	3	U1	47.26	63.25	0	-1345.83	847.041	361.432
EX	4	U1	438.26	27.49	0	-107.018	468.554	-3963.474
EX	5	U1	3.47	-48.89	0	211.843	1.045	-657.633
EX	6	U1	208.36	12.13	0	-46.449	842.675	-1873.32
EX	7	U1	1.89	9.52	0	-44.324	-0.277	103.745
EX	8	U1	2.19	-10.45	0	51.56	8.498	-151.984
EX	9	U1	13.83	25.49	0	-125.152	34.034	180.278
EX	10	U1	53.09	-5.63	0	34.137	164.836	-622.708
EX	11	U1	1.7	-23.99	0	73.064	6.118	-319.858
EX	12	U1	164.94	10.91	0	-26.556	269.062	-1408.529
EX	All	All	2105.07	348.77	0	6988.38	40074.77	18866.851
EY	1	U2	206.79	21.12	0	-427.047	4073.839	-1734.834
EY	2	U2	-304.81	2136.98	0	-43492.588	-5892.945	30643.435
EY	3	U2	63.25	84.65	0	-1801.197	1133.641	483.724
EY	4	U2	27.49	1.72	0	-6.713	29.39	-248.606
EY	5	U2	-48.89	688.24	0	-2982.281	-14.705	9258.009
EY	6	U2	12.13	0.71	0	-2.705	49.069	-109.083
EY	7	U2	9.52	48.06	0	-223.761	-1.396	523.742
EY	8	U2	-10.45	50.01	0	-246.624	-40.646	726.974
EY	9	U2	25.49	46.99	0	-230.694	62.735	332.307
EY	10	U2	-5.63	0.6	0	-3.619	-17.477	66.024
EY	11	U2	-23.99	337.7	0	-1028.542	-86.127	4502.708
EY	12	U2	10.91	0.72	0	-1.756	17.794	-93.153
EY	All	All	348.77	2293.12	0	43861.466	6662.993	32256.446

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{\text{dyn}}=F_1= 2105.07 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}}=F_2=2293.12 \text{ KN}$$

#### ❖ Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

**Sens xx:**

$$V_{\text{dyn}}=2105.07 \text{ kN} \geq 0.8 \times 2330.169 \text{ KN} = 1864.135 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Sens yy :**

$$V_{\text{dyn}}= 2293.12 \text{ kN} \geq 0.8 \times 2330.169 \text{ KN} = 1864.135 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.4 Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10 du RPA 99**, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme Suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA 99 formule 4-19)}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Sens xx} : \Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$$

$$\text{Sens yy} : \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$$

• Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

niveau	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	R	$\delta_{kx} \times R$	$\delta_{ky} \times R$	Hauteur	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1%H	obs
Etage8	0.016	0.0121	5	0.08	0.0605	3.06	0.007	0.008	0.036	Condition vérifié
Etage7	0.0146	0.0105	5	0.073	0.0525	3.06	0.008	0.008	0.036	Condition vérifié
Etage6	0.013	0.0089	5	0.065	0.0445	3.06	0.0095	0.0085	0.036	condition vérifié
Etage5	0.0111	0.0072	5	0.0555	0.036	3.06	0.0105	0.008	0.036	condition vérifié
Etage4	0.009	0.0056	5	0.045	0.028	3.06	0.011	0.008	0.036	condition vérifié
Etage3	0.0068	0.004	5	0.034	0.02	3.06	0.011	0.0075	0.036	condition vérifié
Etage2	0.0046	0.0025	5	0.023	0.0125	3.06	0.0105	0.006	0.036	condition vérifié
Etage1	0.0025	0.0013	5	0.0125	0.0065	3.06	0.0085	0.0045	0.036	condition vérifié
RDC	0.0008	0.0004	5	0.004	0.002	3.06	0.004	0.002	0.036	condition vérifié

Avec :

$\delta_{kx}$ : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\delta_{ky}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta_{Kx} = \delta_x - \delta_{x^{i-1}}$  : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta_{Ky} = K_{yi} - K_{yi-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

He : hauteur de l'étage considéré.

**Conclusion :**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

**VI.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou souplesse de la structure.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand l'effet P-Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit l'effet P-δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

$\theta_k < 0.10$  : Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$  : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

$\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K-1.

$h_k$  : Hauteur de l'étage K.

• Dans le sens XX :

Story	Diaphragm	$p_k$	$P_k \times g$	DK	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$
ETAGE8	D1	223.3235	2190.8035	0.007	461.09	1410.9354	0.0108691
ETAGE7	D2	260.5727	2556.2182	0.008	827.45	2531.997	0.0080765
ETAGE6	D3	260.5727	2556.2182	0.0095	1141.75	3493.755	0.0069507
ETAGE5	D4	264.0314	2590.148	0.0105	1414.58	4328.6148	0.006283
ETAGE4	D5	274.7432	2695.2308	0.011	1645.13	5034.0978	0.0058893
ETAGE3	D6	274.7432	2695.2308	0.011	1832.33	5606.9298	0.0052877
ETAGE2	D7	278.7132	2734.1765	0.0105	1969.35	6026.211	0.004764
Etage1	D8	283.1889	2778.0831	0.0085	2064.01	6315.8706	0.0037388
RDC	D9	273.5426	2683.4529	0.004	2105.07	6441.5142	0.0016663

• Dans le sens YY :

Story	Diaphragm	$p_k$	$P_k \times g$	DK	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$
ETAGE8	D1	288.0827	2826.0913	0.008	545.45	1669.077	0.0135456
ETAGE7	D2	333.558	3272.204	0.008	974.69	2982.5514	0.0087769
ETAGE6	D3	333.558	3272.204	0.0085	1298.32	3972.8592	0.0070009
ETAGE5	D4	336.8007	3304.0149	0.008	1572.24	4811.0544	0.005494
ETAGE4	D5	347.9623	3413.5102	0.008	1810.18	5539.1508	0.00493
ETAGE3	D6	347.9623	3413.5102	0.0075	1992.41	6096.7746	0.0041992
ETAGE2	D7	351.7143	3450.3173	0.006	2134.88	6532.7328	0.003169
Etage1	D8	356.1901	3494.2249	0.0045	2243.15	6864.039	0.0022908
RDC	D9	351.3486	3446.7298	0.002	2293.12	7016.9472	0.0009824

**Conclusion :**

Dans les deux sens on a le coefficient  $\theta k < 0.10$  pour chaque niveau .donc les effets du second ordre peuvent être négligée.

**VI.6 Vérification de l'excentricité :**

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur **5%** de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Les résultats s'afficheront sur le tableau suivant ::

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
ETAGE 9	D1	12.7	8.85	12.913	8.601	-0.213	0.249
ETAGE 8	D2	12.996	9.794	14.728	7.042	-1.732	2.752
ETAGE 7	D3	13.034	9.654	14.809	7.106	-1.775	2.548
ETAGE 6	D4	13.034	9.654	14.92	7.185	-1.886	2.469
ETAGE 5	D5	13.035	9.645	15.04	7.271	-2.005	2.374
ETAGE 4	D6	12.795	9.812	15.146	7.356	-2.351	2.456
ETAGE 3	D7	12.795	9.812	15.218	7.441	-2.423	2.371
ETAGE 2	D8	12.8	9.8	15.215	7.521	-2.415	2.279
ETAGE 1	D9	12.804	9.789	15.048	7.567	-2.244	2.222
RDC	D10	12.64	9.599	14.547	7.712	-1.907	1.887

Avec :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

❖ **Comparaison des résultats :**• **Sens longitudinal :**

$$5\%L_y \geq e_x$$

$$0.05 \times 16.1 = 0.805 < 2.415 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

$$5\%L_x \geq e_y$$

$$0.05 \times 23.7 = 1.185 < 2.548 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc en va prendre :

$$e_x = 2.548$$

$$e_y = 2.415$$

❖ **Justification de la régularité en plan (chapitre IV/paragraphe a2) :**

$$e_x = 2.415 \text{ m} < 15\%L_x = 3.555 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = 2.548 \text{ m} < 15\%L_y = 2.61 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

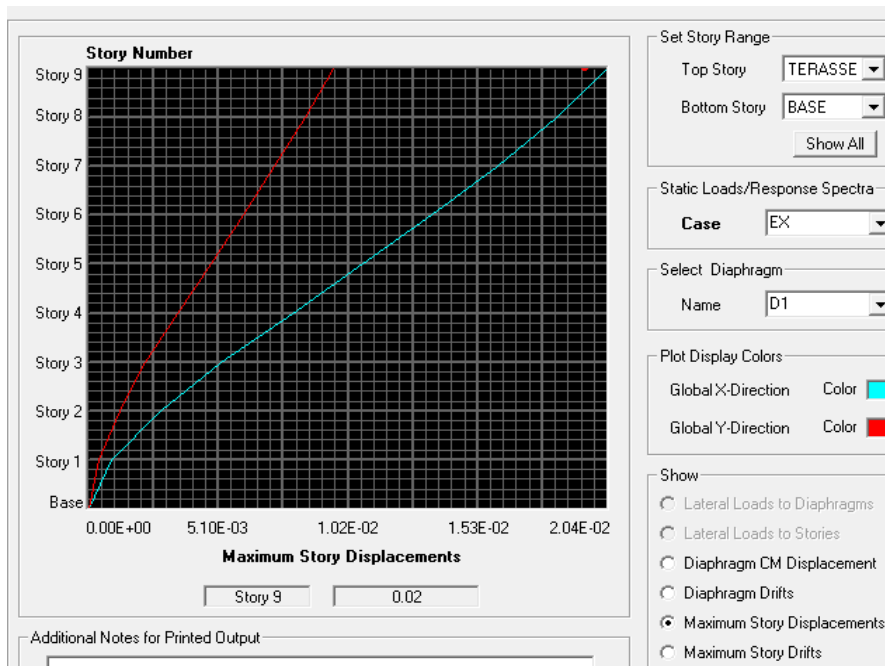
## VI.7 Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{ad}$ .

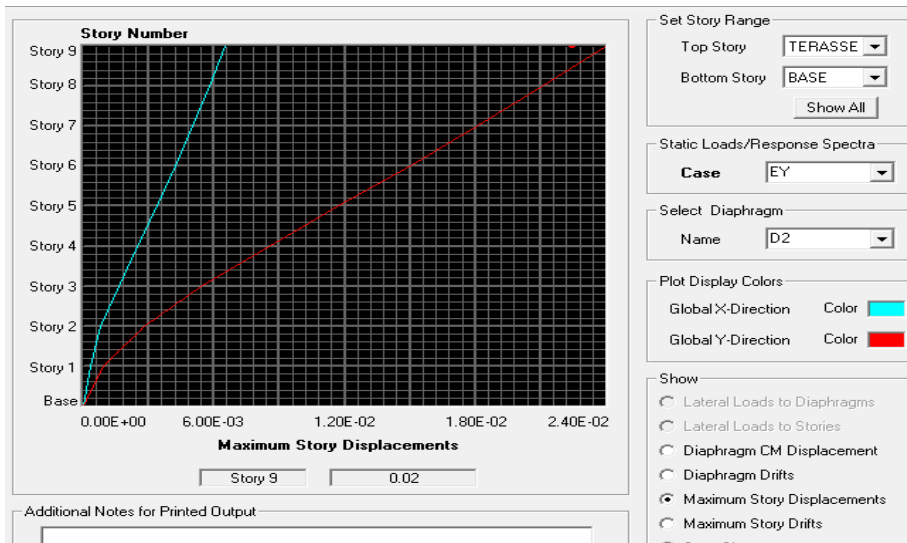
$$F_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{27.54}{500} = 0,0933$$

### ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

#### • Dans le sens longitudinal :



- Dans le sens transversal



### ❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02 m
- ✓ Flèche admissible : 0.0933 m

### Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

### Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

## VII.1.Ferraillage des poteaux:

### VII.1.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les poteaux vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinale) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

#### Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 91**

- $1,35G + 1,5Q$ ..... (ELU)
- $G + Q$ ..... (ELS)

#### Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » **RPA 99 V2003**

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normale maximal et 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

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier( FeF400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	Fe(MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

**Tableau VII.1.1 : caractéristiques mécanique des matériaux.**

### VII.1.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**. Leur pourcentage en zone sismique **III** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.9%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante  
et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est supérieur ou égal à 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

#### a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal sera :

Section de poteaux $\text{cm}^2$	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.9\% b h (\text{cm}^2)$	Pourcentage maximal ( $\text{cm}^2$ )	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
45×45	18.225	121.5	81
40×40	14.4	96	64
35×35	11.025	73.5	49

**b. Armatures transversales :**

1) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

$A_t$  : section d'armature transversale

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec :

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

• L'expression de la longueur de flambement  $l_f$  est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7 l_0$$

$l_0$  : c'est la hauteur libre du poteau

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{En zone III}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{En zone III}$$

Où :

$\varnothing_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

2) La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$  minimal.

### VII.1.3 Ferraillage des poteaux :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau pour chacune des zones suivantes :

**Zone 1 :** du RDC au deuxième étage [poteaux 45×45]

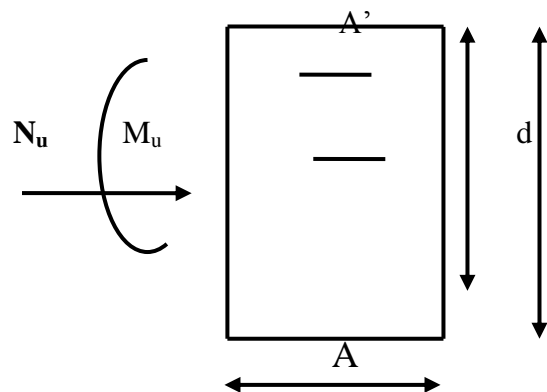
**Zone 2 :** du troisième au cinquième étage [poteaux 40×40]

**Zone 3 :** du sixième au neuvième étage [poteaux 35×35]

#### 1. Calcul des armatures à L'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).



**a. Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limites par les armatures  
Soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

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

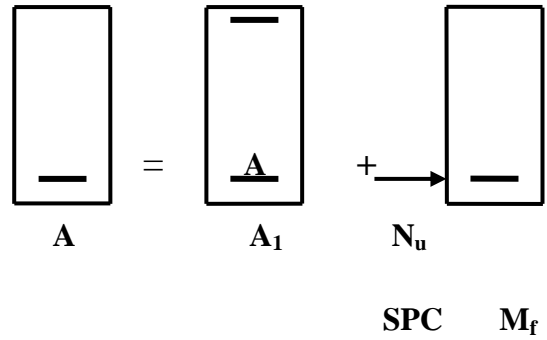
la condition suivante doit vérifiée :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$$

(Section rectangulaire)

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



M<sub>f</sub>: Moment fictif.

**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

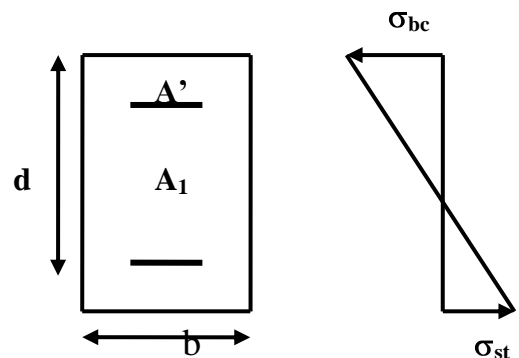
➤ Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  ..... la section est simplement armée. (SSA)(A'=0)

$\mu$  ———> Tabeau ———>  $\beta$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$



➤ Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  ..... la section est doublement armée. (SDA)(A'#0)

On calcul:

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature ;  $A_s = A'$  ;  $A_s = A_1 \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$

### **b. Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

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

- le centre de pression se trouve entre les armatures.

-N : efforts de compression.

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 c') b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

➤ Si :  $(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\text{➤ Si } N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s (d-c')} \quad A = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

### c. Section entièrement comprimée (S.E.T) :

$e_u \leq (\frac{h}{2} - c)$  le centre de pression se trouve entre les armatures

N est un effort de traction.

La section d'armatures supérieure :  $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st} (d-c')}$

Avec :

$$a = 0.5h - c - e_u$$

La section d'armatures inférieure :  $A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$

## 2. Exemple de calcul :

✓ **Poteaux 45x45:**

✓  $N_u = -1781.83 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 7.406 \text{ kN.m}$  (effort de compression)

✓  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.406}{1781.83} = 0.0041 \text{ m} \leq \left( \frac{0.4}{2} - c \right) = \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 0.17 \text{ m}$

✓ le centre de pression se trouve entre les armatures

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Avec:

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

$$M_f = 7.406 + 1781.83 \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 354.86 \text{ kN.m}$$

$$1781.83 (0.37 - 0.03) - 354.86 = 250.95 \text{ kN.m} \dots\dots\dots A$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 366.19 \text{ kN.m} \dots\dots\dots B$$

$A > B$  la **condition est vérifiée**

Donc la section est **entièrement comprimée**

**Calcul des armatures :**

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81\frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1781.83 (0.37 - 0.03) - 354.86 = 250.95 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$(0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} = (0.5 - \frac{0.03}{0.45}) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 560.72 \dots\dots\dots 2$$

$1 < 2$  alors les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N d - c' - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1781.83 \cdot 0.37 - 0.03 - 354.86}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = 0.87$$

$$A' = \frac{1781.83 - 100 \times 0.87 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0056 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

Donc : on va ferrailer avec la section d'armatures minimales exigées par le RPA

**VII.1.4. les résultats :**

**Sens 3-3 (longitudinale) :**

niveaux	section	Efforts (KN)	Moments (KN.M)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	$e_s$ (cm)	obs	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix Des armatures	$A_{s\text{adopté}}$
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	45×45	$N_{\max}=1781.83$ $N_{\min}=900.88$ $N_{\text{cor}}=300.93$	$M_{\text{cor}}=0.201$ $M_{\text{cor}}=1.979$ $M_{\max}=64.396$	17	0.01 0.21 21.39	SEC SEC SPC	0 0 0	0 0 1.17	3HA20	9.42
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	40×40	$N_{\max}=1180.82$ $N_{\min}=233.36$ $N_{\text{cor}}=334.42$	$M_{\text{cor}}=3.672$ $M_{\text{cor}}=9.028$ $M_{\max}=57.9$	14.5	0.31 3.86 17.31	SEC SET SPC	0 0 0	0 0 1.31	3HA16	6.02
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	35×35	$N_{\max}=567.54$ $N_{\min}=51.63$ $N_{\text{cor}}=75.46$	$M_{\text{cor}}=4.541$ $M_{\text{cor}}=7.555$ $M_{\max}=44.54$	12	0.8 14.63 59.02	SEC SPC SPC	0 0 0	0 0.2 4.26	3HA14	4.62

**Tableau VII.1.3 : ferraillage des poteaux suivant le sens 3-3**

**Sens 2-2 (transversale) :**

niveaux	section	Efforts (KN)	Moments (KN.M)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	$e_s$ (cm)	obs	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix Des armatures	$A_{s\text{adopté}}$
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	45×45	$N_{\max}= 1781.83$ $N_{\min}= 900.88$ $N_{\text{cor}}= 408.49$	$M_{\text{cor}}= 7.406$ $M_{\text{cor}}= 3.027$ $M_{\max}= 51.858$	17	0.41 0.33 12.69	SEC SEC SEC	0 0 0	0 0 0	3HA20	9.42
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	40×40	$N_{\max}= 1180.82$ $N_{\min}= 233.36$ $N_{\text{cor}}= 220.34$	$M_{\text{cor}}= 1.478$ $M_{\text{cor}}= 3.814$ $M_{\max}= 58.083$	14.5	0.12 1.63 26.36	SEC SEC SPC	0 0 0	0 0 2.72	3HA16	6.02
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	35×35	$N_{\max}= 567.54$ $N_{\min}= 51.63$ $N_{\text{cor}}= 75.12$	$M_{\text{cor}}= 4.574$ $M_{\text{cor}}= 1.821$ $M_{\max}= 48.43$	12	0.8 3.52 64.47	SEC SEC SPC	0 0 0	0 0 4.8	3HA14	4.62

**Tableau VII.1.2 : ferraillage des poteaux suivant le sens 2-2**

➤ **Résumé de ferraillage :**

section	Choix d'armatures	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
45×45	8HA20	18.225	25.12
40×40	8HA16	14.4	16.08
35×35	8HA14	11.025	12.31

**VII.1.5 Vérification à l'ELU :****a. Armatures transversales :****1. Diamètres des aciers :**

- Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1,3) :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_L^{max}$$

Avec :

$\phi_L$  : c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ cm}$$

**Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$**

**2. L'espacement des armatures transversales : « RPA 99 V2003 page 63 »**

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{zone III}$$

**Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$**

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1) \quad \text{en zone III}$$

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

**Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$**

### 3. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \varnothing_t = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \varnothing_t = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \varnothing_t = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

### 4. Vérification de la quantité d'armatures :

- Selon le RPA

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

**A<sub>t</sub>** : section d'armature transversale

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élançement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \frac{\overline{I}}{B} = \frac{\overline{bh^2}}{\frac{12}{bh}} = \frac{\overline{h^2}}{12} = \frac{\overline{h}}{12}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_0 = (l \text{ des poteaux} - h_t \text{ des poutres principale})$

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 266 = 14.33$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 266 = 16.12$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 266 = 18.42$$

On remarque que  $\lambda_g \geq 5$  donc  $\rho_a = 2.5$

**Pour le cas le plus défavorable :**

**En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**En zone de recouvrement :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2$$

### 5. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

**Selon RPA99 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \rho_b = 0.075$$

**Selon BAEL99 :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

On a :

$$\lambda_g \geq 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

niveau	section cm <sup>2</sup>	d	T <sub>max</sub> (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA99)	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL99)	observation
8,7,6	35×35	32	84.51	0.75	14.33	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié
3,4,5	40×40	37	72.02	0.48	16.12	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié
RDC ,1,2	45×45	42	41.19	0.21	18.42	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié

#### VII.1.4 Vérification à l'ELS :

- Si  $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Avec :

M<sub>ser</sub> : est le moment de flexion à l'ELS.

N<sub>ser</sub> : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V<sub>2</sub> : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$V_2 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{bh^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

I<sub>0</sub> = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 + 15 A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée SEC :

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_c = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6.f_c = 15 \text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Avec:

$$S = \frac{b}{2} \times y_{ser} + 15 A' . y_{ser} - c' - A.(d - y_{ser})$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S}$$

$y_{ser}$  : Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b} c - c' + \frac{90.A}{B} . (d.c)^2 \\ q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b} c - c' + \frac{90.A}{B} . (d.c)^2 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta - q}) ; u = \sqrt[3]{t}$$

$$\text{Si } \Delta \leq 0 : \left\{ \begin{array}{l} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \times \frac{\sqrt{-3}}{p} \\ \rho = 2 \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \end{array} \right.$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right)$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right)$$

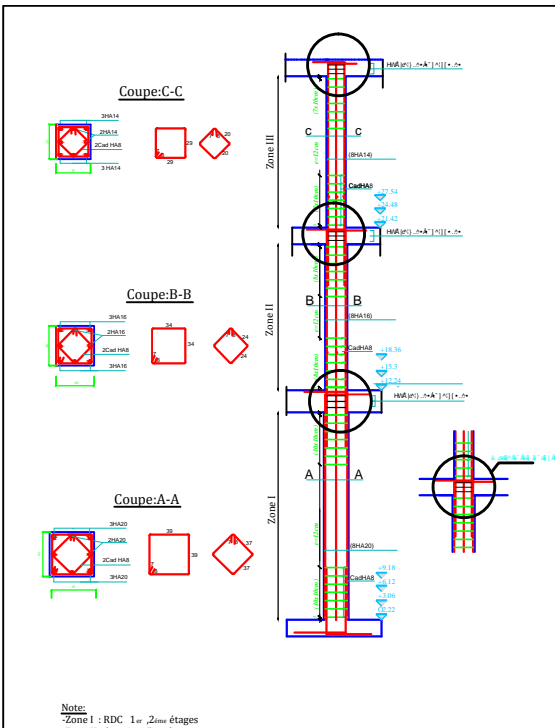
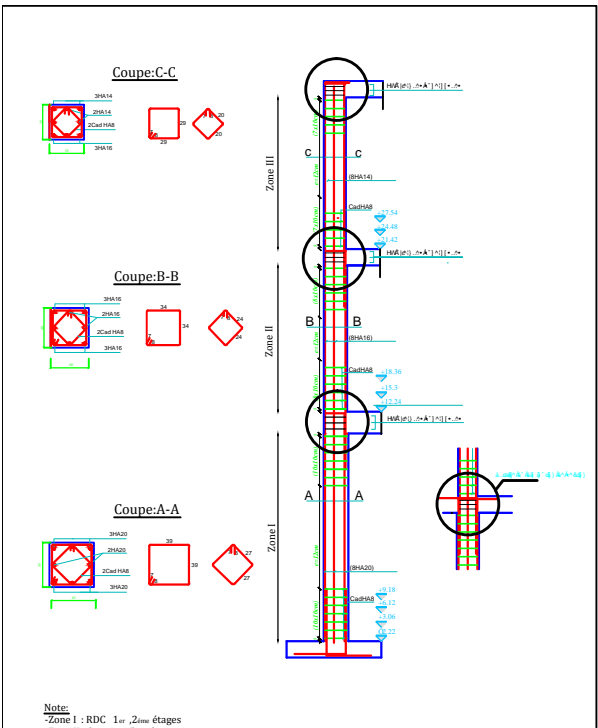
$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

## a. Poteaux longitudinaux :

niveau	sollicitation	N (KN)	M (KN)	h/6	$e_s$ (m)	obs	$\sigma_{bsup}$ (MPa)	$\sigma_{binf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obs	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
6,7,8	$N_{max}$	1288.83	5.375	5	0.41	SEC	7.64	6.83	15	c.v	113.7	103.4	400	c.v
	$N_{min}$	176.35	0.355	5	0.20	SEC	1.02	0.96	15	c.v	15.2	14.5	400	c.v
	$M_{max}$	1006.42	25.46	5	2.52	SEC	7.57	3.73	15	c.v	109.2	60.3	400	c.v
3,4,5	$N_{max}$	854.22	0.907	5.83	0.106	SEC	6.37	6.16	15	c.v	95.8	92.7	400	c.v
	$N_{min}$	82.19	0.289	5.83	0.35	SEC	0.64	0.57	15	c.v	9.45	8.63	400	c.v
	$M_{max}$	477.83	25.862	5.83	5.41	SEC	6.44	0.57	15	c.v	89	16.1	400	c.v
RDC, 1,2	$N_{max}$	411.35	3.149	6.67	0.76	SEC	4.68	3.53	15	c.v	68.5	54.7	400	c.v
	$N_{min}$	6.11	0.157	6.67	2.56	SEC	0.09	0.03	15	c.v	1.26	0.57	400	c.v
	$M_{max}$	115.28	24.426	6.67	21.18	SPC	7.63	0	15	c.v	85.5	-146.1	400	c.v

## b. Poteaux transversaux :

niveau	sollicitation	N (KN)	M (KN)	$e_s$ (m)	obs	$\sigma_{bsup}$ (MPa)	$\sigma_{binf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obs	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
6,7,8	$N_{max}$	-1288.83	0.138	0.01	SEC	7.25	7.23	15	c.v	108.7	108.6	400	c.v
	$N_{min}$	-176.35	0.21	0.11	SEC	1.01	0.97	15	c.v	15.1	14.7	400	c.v
	$M_{max}$	-704.19	10.553	1.49	SEC	4.75	3.16	15	c.v	69.4	49.2	400	c.v
3,4,5	$N_{max}$	-854.22	2.652	0.31	SEC	6.57	5.96	15	c.v	97.7	90.2	400	c.v
	$N_{min}$	-82.19	0.046	0.05	SEC	0.63	0.62	15	c.v	9.44	3.31	400	c.v
	$M_{max}$	-382.09	17.332	4.53	SEC	4.77	0.83	15	c.v	66.5	17.6	400	c.v
RDC, 1,2	$N_{max}$	-411.35	3.276	0.79	SEC	4.7	3.51	15	c.v	68.8	54.4	400	c.v
	$N_{min}$	-6.11	0.443	7.25	SEC	0.14	0	15	c.v	1.91	-0.14	400	c.v
	$M_{max}$	-83.71	20.076	23.9	SPC	6.27	0	15	c.v	68.9	-132.8	400	c.v



## VII.2 ferraillage des Poutres :

### VII.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

#### Combinaisons fondamentales :

**A L'ELU :  $1.35G + 1.5Q$**  selon C.B.A

**À L'ELS :  $G + Q$ .**

#### Combinaisons accidentelles :

Selon RPA99 révisé 2003 :  **$G + Q \pm E$**

**$0.8G \pm E$**

-la combinaison ( $1.35G + 1.5Q$ ) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

- la combinaison ( $G + Q \pm E$ ) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.

- la combinaison ( **$0.8G \pm E$** ) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

## VII.2.2 Recommandations du RPA99 :

### 1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

**Pour les Poutres principales :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .

**Pour les Poutres secondaire :**  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
**4%** en zone courante.  
**6%** en zone de recouvrement.

#### ❖ Poutres principales :

**En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

**En zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Poutres secondaires :

**En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

**En zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

## 2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 S_t .b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{min}\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\phi_{min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VII.2.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$A_s$  : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion ( $M_u$ ) supporté par la section.

On calcule le moment réduit :  $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si  $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que

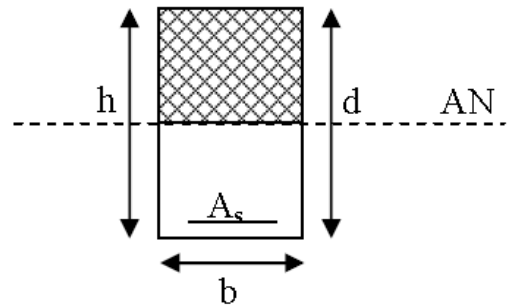
les aciers tendus alors  $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si  $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

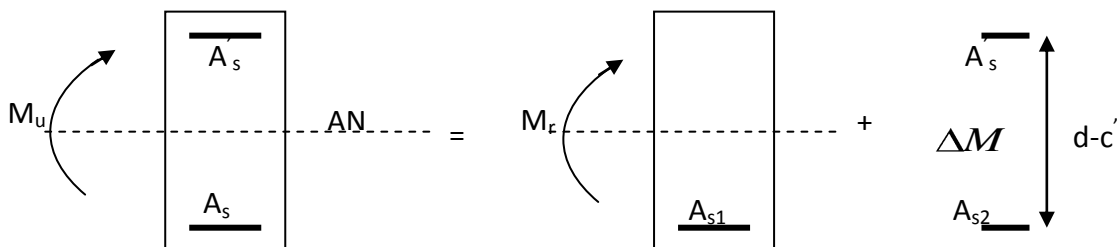


Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :**  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- **Armatures comprimées :**  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



**Remarque :**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d.  $\Delta M \leq 0.4 M_u$  (Art BAEL B.6.6, 1).

### VII.2.4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{adopté}}$$

(A<sub>adopté</sub>: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100A_{adopté}}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{abaque}} k_1$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### VII.2.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

$\Psi$  : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

$\mu_i$  : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa \right) = 3.33MPa.$$

(Fissuration peu nuisible).

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

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

### 1. Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$$

$L_{\max}$  : portée de la travée entre nu d'appuis.

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

$M_t$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}.$$

A : section d'armatures tendues.

**Calcul des armatures longitudinales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{52.18 \times 10^3}{30 \times 35^2 \times 14.2} = 0.099 \quad \beta = 0.9475$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0.099 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{52.18 \times 10^3}{0.9475 \times 42 \times 348} = 4.25 \text{ cm}^2$$

Avec la même méthode pour toutes les autres poutres.

**VII.2.6 Ferrailage des poutres principales :**

➤ en travée :

niv	Comb	M (kN.m)	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage adopté	
				choix	A <sub>adoptée</sub>
RDC	ELU	52.17	4.25	3HA14	4.62
Etage 1	ELU	51.21	4.17	3HA14	4.62
Etage 2	ELU	52.10	4.24	3HA14	4.62
Etage 3	ELU	53.01	4.32	3HA14	4.62
Etage 4	ELU	52.92	4.31	3HA14	4.62
Etage 5	ELU	53.94	4.40	3HA14	4.62
Etage 6	ELU	55.28	4.52	3HA14	4.62
Etage 7	ELU	54.87	4.48	3HA14	4.62
Etage 8	ELU	54.87	4.46	3HA14	4.62

Tableau 6.1 : Ferrailage des poutres principales en travées

## ➤ Aux appuis :

niv	Comb	M(kN.m)	A <sub>ST</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage adopté	A <sub>adopté</sub>
RDC	0.8G±E	61.43	5.05	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	67.59	5.59	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	69.60	5.77	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 3	0.8G±E	70.94	5.89	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 4	0.8G±E	71.12	5.91	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±E	71.35	5.93	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage6	0.8G±Q	72.01	5.99	3HA14 (fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 7	0.8G±Q	70.23	5.74	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				
Etage 8	0.8G±Q	69.58	5.64	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	G+Q±E				

Tableau 6.2 : Ferraillage des poutres principales en appuis.

3HA14 filantes  
 3HA14 filants + 2HA12 chap

} la section totale adoptée en appuis est :

$A_{s\ totale} = 11.50\text{ cm}^2 > 6 A_{min} = \text{cm}^2$

→ Condition vérifié.

### VII.2.7 Ferraillage des poutres secondaires

➤ en travée :

niv	comb	M (KN.m)	A <sub>st</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillages	A <sub>adopt</sub>
RDC	ELU	27.12	2.51	3HA12	3.38
Etage 1	ELU	29.23	2.72	3HA12	3.38
Etage 2	ELU	30.26	2.82	3HA12	3.38
Etage 3	ELU	31.02	2.89	3HA12	3.38
Etage 4	ELU	32.32	3.02	3HA12	3.38
Etage 5	ELU	32.43	3.04	3HA12	3.38
Etage 6	ELU	33.32	3.11	3HA12	3.38
Etage 7	ELU	32.18	3.01	3HA12	3.38
Etage 8	ELU	30.12	2.80	3HA12	3.38

Tableau 6.3 : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

## ➤ Aux appuis :

niv	Comb	M (kN.m)	A <sub>ST</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage adopté	A <sub>adopté</sub>
RDC	0.8G±E	29.35	2.53	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	30.40	2.84	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	32.29	3.01	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 3	0.8G±E	39.67	3.74	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 4	0.8G±E	40.28	3.80	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±E	40.47	3.82	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage6	0.8G±Q	42.75	4.05	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 7	0.8G±Q	41.67	3.94	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				
Etage 8	0.8G±Q	39.18	3.69	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5.65
	G+Q±E				

Tableau 6.4 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

Pour tous les niveaux le ferraillage sera comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 3\text{HA12 filantes} \\ 3\text{HA12 filants} + 2\text{HA12 chap} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{la section totale adoptée en appuis est :} \\ A_{s \text{ totale}} = 9.03 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \end{array} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

### VI.2.8. Vérification de BAEL 91 :

#### VI.8 .1.Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principale s (30×40) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

⇒ Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité

#### VI.8.2. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad ;$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3 \times 1.4 + 5(1.2) \times 3.14 = 32.03 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{100.4 \times 10}{0.9 \times 37 \times 32.03} = 0.94 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.94 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 1.2 = 17.71 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{41.6 \times 10}{0.9 \times 32 \times 30.14} = 0.47 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

### VI.8.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens principale**

$$V_u = T_{\max} = 100.4 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{100.4 \times 10}{30 \times 37} = 0.904 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire**

$$V_u = T_{\max} = 41.6 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{41.60 \times 10}{30 \times 32} = 0.43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.8.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :****a. Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que :  $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

**➤ Sens principale**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$V_u = 100.4 \leq 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens secondaire**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 576 \text{ KN.}$$

$$V_u = 41.60 \leq 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec :

Mu en valeur algébrique.

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{Pour les poutres principale s : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 100.4 - \frac{72.01}{0.9 \times 0.37} = -85.81 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 41.60 - \frac{42.75}{0.9 \times 0.32} = -106.83 < 0$$

$\Rightarrow$  On remarque que la condition  $\left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$  donc les armatures supplémentaires ne sont

pas nécessaires

**c. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$l_s$  = longueur de scellement droit

avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ la contrainte d'adhérence à l'ancrage.}$$

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ( $\emptyset 16, \emptyset 14$  et  $\emptyset 12$ ) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 :  $l_c = 16.9 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $l_c = 19.72 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\}$$

Avec :

$\phi_l$  le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

➤ **Sens principal :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \left[ 30, 11.42, 12 \right]$$

**Soit**  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **La section des armatures transversales :**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Sens secondaire :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \left[ 30, 10, 12 \right]$$

**Soit**  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements:**

❖ (BAEL91/A.5.1.22) :

✓ **Sens principal :**

$$S_t \leq \min \left[ 9d; 40\text{cm} \right] \text{ et } \min \left[ 3\phi; 40\text{cm} \right]$$

✓ **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min \left[ 9d; 40\text{cm} \right] \text{ et } \min \left[ 3\phi; 15\text{cm}; 40\text{cm} \right]$$

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

## ❖ RPA version 2003 :

## 1. Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$$

## Sens principales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min \frac{40}{4}; 12 * 1.2 = 10 \text{ cm}$$

## Sens secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min \frac{35}{4}; 12 * 1.2 = 8.75 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 8 \text{ cm}$  pour les deux sens

## 2. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

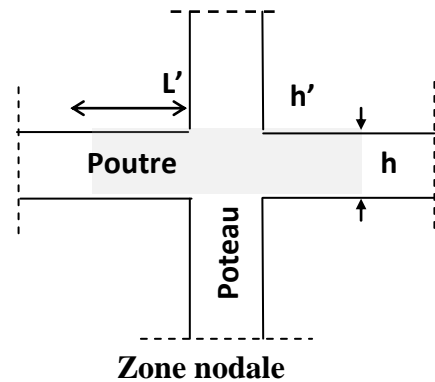
## Sens principales

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

## Sens secondaire

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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



**Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

avec :

h : hauteur de la poutre

Sens principale :  $L' = 2 \times 40 = 80$  cm

Sens secondaire :  $L' = 2 \times 35 = 70$  cm

### VII.2.9. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ *Sens principal :*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_{t\text{adopté}} = 11.05 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée

➤ *Sens secondaire :*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}} = 9.03 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 8 cm du nu de l'appui.

### VII.2.9. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : armatures adoptées à l'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M <sub>max</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	K	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
Poutres principales	travées	39.98	3.77	0.34	39.95	0.909	315.30	7.89	15	<b>conditions vérifiées</b>
	appuis	58.34	4.78	0.43	35.01	0.899	366.92	10.48	15	
Poutres secondaires	travées	26.47	2.47	0.27	45.24	0.917	365.20	8.07	15	
	appuis	35.75	3.35	0.37	37.78	0.905	368.49	9.75	15	

➤ **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

✓ **Poutres principales** : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=5.60$  m

$$f= 0.115 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{560}{500} = 1.12 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires** : La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur  $l = 5.10\text{m}$

$$f= 0.094 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Disposition des armatures :**

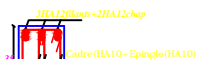
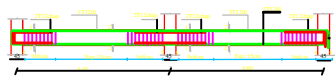
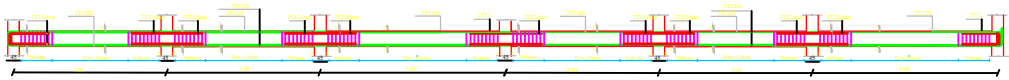
Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

Coffrage et Ferrillage Des poutres SECONDAIRES (30X35)





### VIII.3 ferrailage des voiles :

#### Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.
- 

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

**Zone I** : RDC, 1,2<sup>ème</sup> étage

**Zone II** : 3, 4, 5<sup>ème</sup> étage

**Zone III** : 6, 7, 8<sup>ème</sup> étage

#### Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**VII.3.1 Les combinaisons des actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \text{ ELU} \\ G + Q \text{ ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

• **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ;

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

$L_t$  : longueur tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée ;

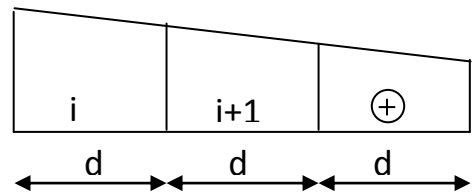
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

**a. Section entièrement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \end{array} \right.$$



La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

$A$  : section d'armatures verticales.

$\sigma_{s10}$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰)

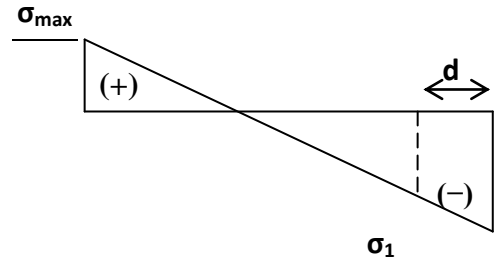
Combinaison courantes :  $\sigma_{s10} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

Combinaison accidentelles :  $\sigma_{s10} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$

**b. Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

avec :

B : section du tronçon considéré.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les acier à un allongement de 2 %

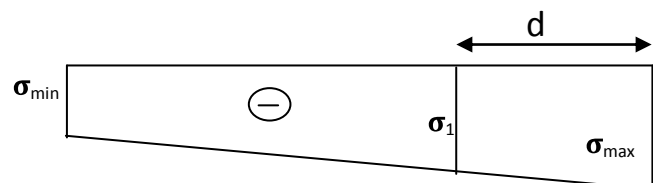
Combinaison courantes :  $\sigma_{s2} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

Combinaison accidentelles :  $\sigma_{s2} \text{‰} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$

$\sigma_{\min}$

**c. Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armatures verticales d'une SET est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 10 % = 348 MPa

❖ **Armatures minimales :****a. Pour une section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0.2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

**b. Pour une section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bft_{28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

**c. Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bft_{28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- **Section de ces armatures est :**

**D'après le BEAL 91 :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

**D'après le RPA99 (version 2003) :**  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$  globalement dans la section du voile.

Avec :  $A_H \geq 0.10 \% \cdot B$  En zone courante

B : la section du béton

$A_v$  : section d'armatures verticales.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

#### ❖ **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 RPA99 révisé2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

#### ❖ **Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003)**

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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \\ V = 1.4 T \end{cases}$$

Avec :

T : Effort tranchant calculé 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.

❖ **Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ . avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

### VIII.3.2 Disposition constructives :

#### a. Espacement :

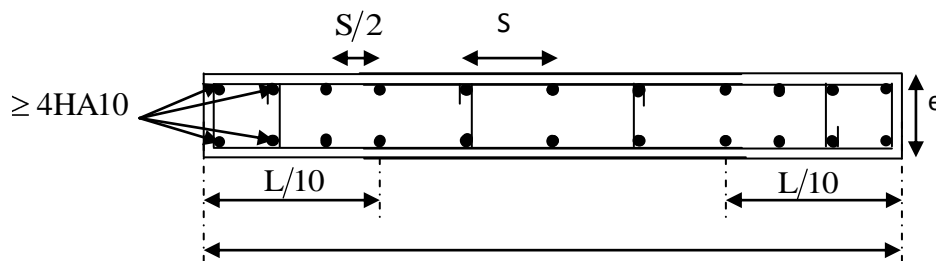
D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min \{ 1.5e; 30cm \}$$

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.



**Fig VII: Disposition des armatures verticales dans les voiles**

#### b. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : (Art.7.7.4.3 RPA2003)

- ✓ **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**c. Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 2mm$$

**VIII3.3. Les vérifications :****1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :****• D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 V_{u,calcul}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale **VT= 4.4 m** sur la **zone I, SPC**.

**Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4.175 \text{ m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.835 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4704.97 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6740.37 \text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée.

**Calcul de la longueur comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée ;

$L$  : la longueur du voile

$$L_c = \frac{4704.97}{4704.97 + 6740.37} \times 4.175$$

$$L_c = 1.72 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.175 - 1.72$$

$$L_t = 2.46 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

**1<sup>ère</sup> bande :**

$$\text{On prend : } d = d_1 = d_2 = \frac{lt}{2} = 1.23m$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2.46 - 1.23) \times 6740.37}{2.46} = 3370.185 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 3370.185 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d \times e = \frac{4704.97 + 6740.37}{2} \times 1.23 \times 0.2 = 1242.96 \text{ KN}$$

**a. Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1242.96}{400 \times 10^3} \times 10^4 = 31.07 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3370.185}{2} \times 1.23 \times 0.2 = 414.319 \text{ kN}$$

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{414.319}{400 \times 10^3} \times 10^4 = 10.36 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures verticales totales :**▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.005 B, 0.23 \times \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 12.93 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{V2} = 10.36 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 12.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Donc on doit ferrailer avec } \mathbf{A_{\min}}$$

$$A_{V1} = 31.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 12.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Donc on doit ferrailer avec } \mathbf{A_{V1}}$$

✓ **Armatures verticales adoptée /nappe/bande :**

$$A_{V1} = 31.07 \text{ cm}^2/\text{bande} :$$

$$\mathbf{\underline{Nappe1}} : \frac{A_{V1}}{2} = \frac{31.07}{2} = 15.535 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA16** avec un espacement **st=12cm**

Le ferrailage adopter pour toute la surface de la première bande du voile est :

$$A_{V \text{ adoptée}} = \mathbf{40.19 \text{ cm}^2}$$

$$A_{V2} = 10.36 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

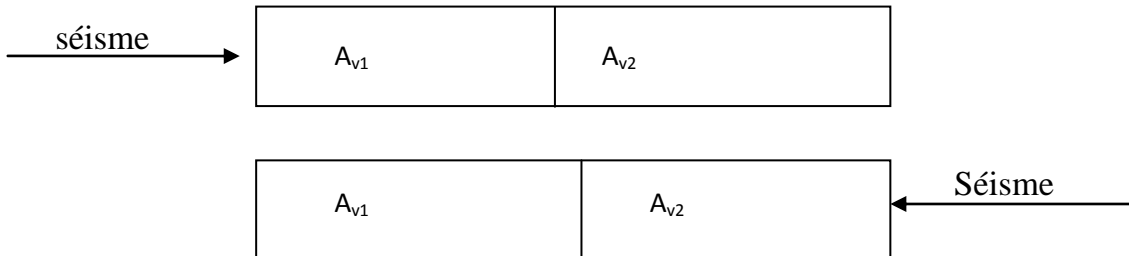
$$\mathbf{\underline{Nappe2}} : \frac{A_{\min}}{2} = \frac{12.91}{2} = 6.455 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA12** avec un espacement **S<sub>t</sub>=13 cm**

Le ferrailage adopter pour toute la surface de la deuxième bande du voile est :

$$A_{V \text{ adoptée}} = \mathbf{20.33 \text{ cm}^2}$$

Si le séisme frappe du sens précisé sur le schéma 01, la force sismique est prise par la bande 1 du voile donc y a pas de risque vue que  $A_{v1} > A_{v2}$ , mais dans le cas contraire (schéma 02) cette force est prise par la bande 2 et comme  $A_{v2} < A_{v1}$  donc la bande 2 est moins rigide



Le faite qu'on ignore le sens dont le séisme peut frapper et par de mesure de sécurité on adopte le ferrailage de la première bande pour les deux bandes

$$A_{v1}=A_{v2}= A_{V \text{ adoptée}} = 40.19 \text{ cm}^2 \quad 10\text{HA}26 / \text{nappe} \quad \text{avec un espacement } st=12\text{cm}$$

#### b. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \varnothing$

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 10.04$$

D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0.15\% \cdot B$$

$$A_h \geq 0.15\% \times B = 0.0015 \times 8350 = 3.687 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Avec :

(B): section du voile

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. Armature transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

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 (**Article 7.7.4.3 du RPA 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré.

### d. Armature de couture :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 773.86}{400 \times 10^3} \times 10^4 = 29.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 29.79 \text{ cm}^2$$

## 2. Vérification des contraintes :

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{773.86 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4175} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Selon RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 773.86 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4175} = 1.442 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.442 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3. Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1513.20 \times 10^3}{0.835 \times 10^6 + 15 \times 40.19 \times 10^2} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

## VIII.3.4 Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

## Ferrailage des bous de voiles (VL1 1;VL1 2;VL1 3;VL1 4; VL1 5) sens xx :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.775	0.8	0.825	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.155	0.16	0.165	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4726.49	1724.92	2168.85	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7496.7	-4080.53	-2897.43	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	139.38	138.94	94.26	
	L <sub>t</sub> (m)	0.49	0.58	0.49	
	L <sub>c</sub> (m)	0.31	0.25	0.36	
	d (m)	0.245	0.290	0.243	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3748.350	2040.265	1448.715	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	275.87	177.46	105.64
		N <sub>2</sub>	91.957	59.155	35.212
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>6.90</b>	<b>4.44</b>	<b>2.64</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>2.30</b>	<b>1.48</b>	<b>0.88</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.37	5.35	3.63
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8.24</b>	<b>5.77</b>	<b>3.55</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.30</b>	<b>2.82</b>	<b>1.79</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.58	3.04	2.55
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>8.03</b>	<b>6.16</b>	<b>4.51</b>
		Bonde 2	<b>4.51</b>	<b>4.51</b>	<b>3.14</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 3HA14</b>	<b>2 x 3HA12</b>
Bonde 2			<b>2 x3HA12</b>	<b>2 x 3HA12</b>	<b>2 x 3HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	8 cm	8cm	8 cm
		Bonde 2	8 cm	8 cm	8 cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande			1.47	1.14	0.95
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			2.01	1.54	1.13
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			<b>4HA10/nappe</b>	<b>4HA10/nappe</b>	<b>4HA10/nappe</b>
ep =20cm		<b>(A=3.14cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=3.14cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=3.14cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.968	0.936	0.616
		$\tau_b$ (MPa)	1.355	1.310	0.863
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1073.12	672.33	300.41
$\sigma_b$ (MPa)		<b>6.00</b>	<b>3.71</b>	<b>1.66</b>	

## Ferrailage des bous voiles (VL1.2 1 ; VL1.2 2) sens xx :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.975	1	1.025		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.195	0.2	0.205		
Solllicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2452.19	1213.8	647.11		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4571.44	-3024.36	-1365.25		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		122.84	261.64	177.52	
	L <sub>t</sub> (m)		0.65	0.73	0.71	
	L <sub>c</sub> (m)		0.35	0.29	0.34	
	d (m)		0.325	0.366	0.356	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2285.720	1512.180	682.625	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	223.15	165.91	72.94	
		N <sub>2</sub>	74.385	55.304	24.314	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>5.58</b>	<b>4.15</b>	<b>1.82</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>1.86</b>	<b>1.38</b>	<b>0.61</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.73	10.07	6.83	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.76</b>	<b>6.67</b>	<b>3.53</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>1.86</b>	<b>3.90</b>	<b>2.32</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.42	3.84	3.74	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>6.77</b>	<b>6.77</b>	<b>4.71</b>	
		Bonde 2	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 3HA12</b>	<b>2 x 3HA12</b>	<b>2 x 3HA10</b>
			Bonde 2	<b>2 x 3HA10</b>	<b>2 x 3HA10</b>	<b>2 x 3HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm	
		Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.95	2.19	1.26		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1.69	1.69	1.18		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA10/nappe</b>	<b>4HA12/nappe</b>	<b>4HA10/nappe</b>		
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.682	1.418	0.939	
		$\tau_b$ (MPa)	0.955	1.985	1.315	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	495.59	745.76	361.09	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2.28</b>	<b>3.36</b>	<b>1.61</b>	

## Ferrailage des bous de voiles (VL1.3 1 ; VL1.3 2) sens xx :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.075	1.1	1.125	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.215	0.22	0.225	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4495.12	729.89	2220.27	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6943.57	-2494.59	-2637.85	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		153.65	135.75	87.22
	L <sub>t</sub> (m)		0.67	0.87	0.62
	L <sub>c</sub> (m)		0.43	0.25	0.53
	d (m)		0.334	0.435	0.312
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3471.785	1247.295	1318.925
	N (kN)	N <sub>1</sub>	347.73	162.84	123.54
		N <sub>2</sub>	115.910	54.279	41.178
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>8.69</b>	<b>4.07</b>	<b>3.09</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>2.90</b>	<b>1.36</b>	<b>1.03</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.92	5.23	3.36
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>10.17</b>	<b>5.38</b>	<b>3.93</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.90</b>	<b>2.66</b>	<b>1.87</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.51	4.57	3.28
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>9.24</b>	<b>6.77</b>	<b>4.71</b>
		Bonde 2	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 3HA14</b>	<b>2 x 3HA12</b>	<b>2 x 3HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 x 3HA10</b>	<b>2 x 3HA10</b>	<b>2 x 3HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm	
	Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2.00	2.61	1.32	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2.31	1.69	1.18	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA10/nappe</b>	<b>4HA10/nappe</b>	<b>4HA10/nappe</b>	
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <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)	0.776	0.670	0.421
		$\tau_b$ (MPa)	1.086	0.939	0.590
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	564.82	353.95	163.84
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2.34</b>	<b>1.46</b>	<b>0.67</b>	

## Ferrailage des bous de voiles (VL1.8 1 ; VL1.8 2 ) sens xx

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.575	1.6	1.625	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.315	0.32	0.325	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2627.79	1463.29	3079.79	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6778.22	-3760.92	-3560.18	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		229.12	191.58	104.93
	L <sub>t</sub> (m)		1.15	1.17	0.88
	L <sub>c</sub> (m)		0.45	0.46	0.77
	d (m)		0.577	0.585	0.442
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3389.110	1880.460	1781.473
	N (kN)	N <sub>1</sub>	586.15	329.98	236.10
		N <sub>2</sub>	195.383	109.992	78.864
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>14.65</b>	<b>8.25</b>	<b>5.90</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>4.88</b>	<b>2.75</b>	<b>1.97</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.82	7.38	4.04
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>16.06</b>	<b>10.09</b>	<b>6.91</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>4.88</b>	<b>4.59</b>	<b>2.98</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.05	6.14	4.64
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>16.07</b>	<b>12.32</b>	<b>9.03</b>
Bonde 2		<b>6.28</b>	<b>6.28</b>	<b>6.28</b>	
Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 4HA16</b>	<b>2 x 4HA12</b>	<b>2 x 4HA10</b>	
	Bonde 2	<b>2 x 4HA14</b>	<b>2 x 4HA12</b>	<b>2 x 4HA10</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm	
	Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3.46	2.65	2.03	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.02	3.08	2.26	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4HA12/nappe</b>	<b>4HA12/nappe</b>	<b>4HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=4.51cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=4.51cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=4.51cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.796	0.655	0.353
		$\tau_b$ (MPa)	1.114	0.917	0.495
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1126.19	763.59	401.09
$\sigma_b$ (MPa)		<b>3.19</b>	<b>2.16</b>	<b>1.14</b>	

## Ferrailage des bous de voiles (VL2 1 ;VL2 2) sens xx

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.775	1.8	1.825	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.355	0.36	0.365	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3409.89	411.17	1524.26	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9900.18	-4392.01	-3426.61	
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		251.02	156.45	76.52
	L <sub>t</sub> (m)		1.34	1.67	1.28
	L <sub>c</sub> (m)		0.46	0.16	0.57
	d (m)		0.669	0.678	0.640
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4950.090	2607.596	1713.305
	N (kN)	N <sub>1</sub>	994.12	474.57	329.06
		N <sub>2</sub>	331.374	258.354	109.688
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>24.85</b>	<b>11.86</b>	<b>8.23</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>8.28</b>	<b>6.46</b>	<b>2.74</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.66	6.02	2.95
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>27.27</b>	<b>13.37</b>	<b>8.96</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8.28</b>	<b>7.96</b>	<b>3.48</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7.03	7.12	6.72
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>28.13</b>	<b>15.81</b>	<b>10.99</b>
		Bonde 2	<b>11.3</b>	<b>7.85</b>	<b>7.85</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 7HA16</b>	<b>2 x 7HA12</b>	<b>2 x 7HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 x 5HA14</b>	<b>2 x 5HA10</b>	<b>2 x 5HA10</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4.02	4.20	3.02
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.03	3.95	2.75	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA14/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA10/nappe</b>	
ep =20cm		(A=7.70cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.92cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.775	0.476	0.230
		$\tau_b$ (MPa)	1.085	0.667	0.322
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2010.3	1387.75	727.35
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>4.80</b>	<b>3.47</b>	<b>1.83</b>

Ferrailage des voiles (VT3.2 1 ;VT3.2 2 ) sens yy :

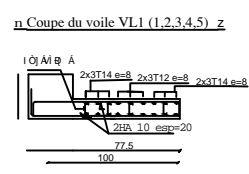
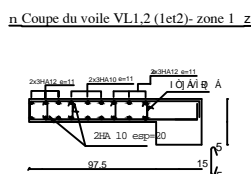
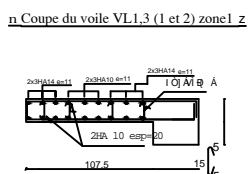
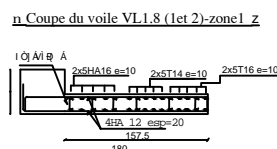
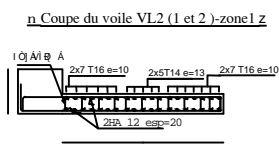
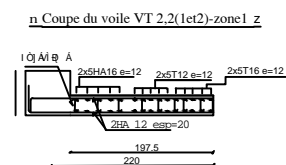
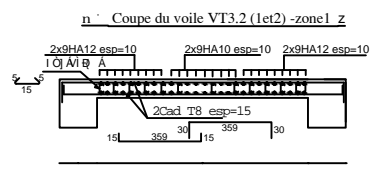
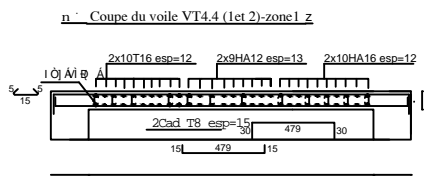
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.975	3	3.025	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.595	0.6	0.605	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2585.71	938.1	861.21	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5101.93	-2603.7	-1676.73	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		122.84	121.18	76.13
	L <sub>t</sub> (m)		1.97	2.21	2.00
	L <sub>c</sub> (m)		1.00	0.79	1.03
	d (m)		0.987	1.103	0.999
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2550.965	1301.850	838.365
	N (kN)	N <sub>1</sub>	755.48	430.67	251.32
		N <sub>2</sub>	251.827	143.555	83.774
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>18.89</b>	<b>10.77</b>	<b>6.28</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6.30</b>	<b>3.59</b>	<b>2.09</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.73	4.67	2.93
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>20.07</b>	<b>11.93</b>	<b>7.02</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.30</b>	<b>4.76</b>	<b>2.83</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.37	11.58	10.49
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>20.33</b>	<b>14.13</b>	<b>14.13</b>
		Bonde 2	<b>14.13</b>	<b>14.13</b>	<b>14.13</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 9HA12</b>	<b>2 x 9HA10</b>	<b>2 x 9HA10</b>
		Bonde 2	<b>2 9HA10</b>	<b>2 x 9HA10</b>	<b>2 x 9HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	
	Bonde 2	10cm	10cm	10cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5.92	6.62	3.25	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.08	3.53	3.53	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	
ep =20cm		(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(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)	0.229	0.224	0.140
		$\tau_b$ (MPa)	0.321	0.314	0.196
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	966.47	661.66	337.23
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.49</b>	<b>1.03</b>	<b>0.52</b>	

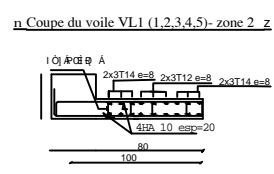
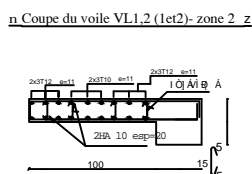
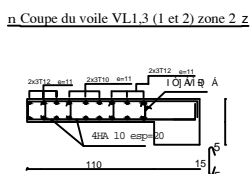
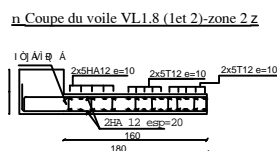
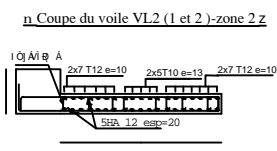
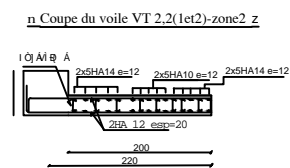
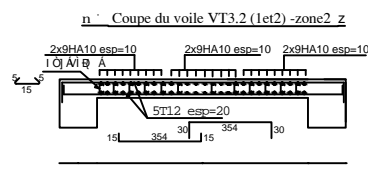
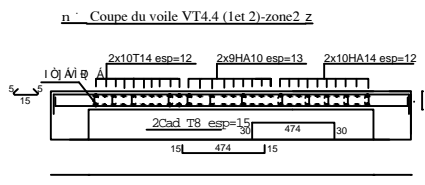
## Ferrailage des bous de voiles (VT2.2 1 ; VT2.2 2 ) sens yy

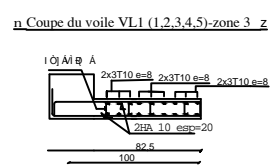
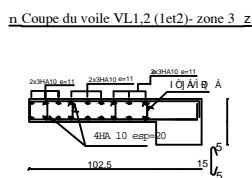
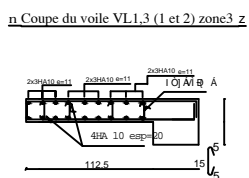
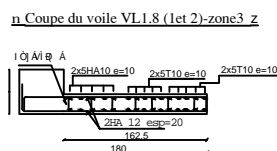
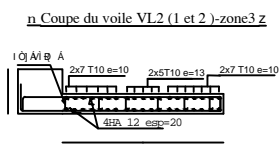
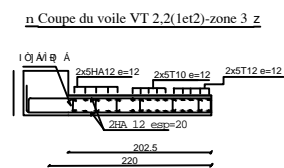
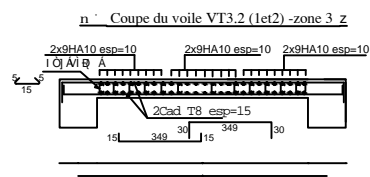
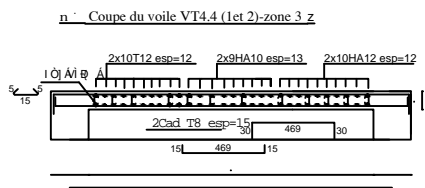
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.975	2	2.025	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.395	0.4	0.405	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4496.23	1770.34	1552.31	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6960.14	-3368.93	-1543.78	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		342.2	257.34	157.99
	L <sub>t</sub> (m)		1.20	1.31	1.01
	L <sub>c</sub> (m)		0.78	0.69	1.02
	d (m)		0.600	0.656	0.505
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3480.070	1684.465	771.890
	N (kN)	N <sub>1</sub>	626.35	331.26	116.91
		N <sub>2</sub>	208.783	110.421	38.969
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>15.66</b>	<b>8.28</b>	<b>2.92</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5.22</b>	<b>2.76</b>	<b>0.97</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.17	9.91	6.08
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>18.95</b>	<b>10.76</b>	<b>4.44</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5.22</b>	<b>5.24</b>	<b>2.49</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.30	6.88	5.30
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>20.09</b>	<b>15.4</b>	<b>11.3</b>
		Bonde 2	<b>11.3</b>	<b>7.85</b>	<b>7.85</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2 x 5HA16</b>	<b>2 x 5HA14</b>	<b>2 x 5HA12</b>
Bonde 2		<b>2 x 5HA12</b>	<b>2 x 5HA10</b>	<b>2 x 5HA10</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	10 cm	
	Bonde 2	12 cm	12 cm	10 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3.60	3.91	2.30	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.02	3.85	2.83	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA10/nappe</b>	<b>5HA10/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=3.92cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=3.92cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.963	0.715	0.433
		$\tau_b$ (MPa)	1.348	1.001	0.607
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	833.92	551.52	267.89
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.89</b>	<b>1.27</b>	<b>0.62</b>	

## Ferrailage des voiles (VT 4.4 1 ; VT 4.4 2 ) sens y y :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.175	4.2	4.225	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.835	0.84	0.845	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4704.97	1932.2	1534.98	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6740.37	-3293.11	-1847.72	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		773.86	635.63	351.78
	L <sub>t</sub> (m)		2.46	2.65	2.31
	L <sub>c</sub> (m)		1.72	1.55	1.92
	d (m)		1.229	1.323	1.154
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3370.185	1646.555	923.860
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1242.96	653.75	319.81
		N <sub>2</sub>	414.319	217.916	106.605
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>31.07</b>	<b>16.34</b>	<b>8.00</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>10.36</b>	<b>5.45</b>	<b>2.67</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		29.79	24.47	13.54
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>38.52</b>	<b>22.46</b>	<b>11.38</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>10.36</b>	<b>11.57</b>	<b>6.05</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.91	13.90	12.12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>40.19</b>	<b>30.8</b>	<b>22.6</b>
		Bonde 2	<b>20.33</b>	<b>14.13</b>	<b>14.13</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2x 10HA16</b>	<b>2x 10HA14</b>	<b>2x 10HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x 9HA12</b>	<b>2x 9HA10</b>	<b>2 x 9HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm	
	Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		7.38	3.91	2.30	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10.05	7.70	5.65	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	<b>5HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=5.65cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.030	0.841	0.463
		$\tau_b$ (MPa)	1.442	1.177	0.648
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1513.2	983.74	468.58
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.63</b>	<b>1.08</b>	<b>0.52</b>	







### IX.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

#### **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

#### **Fondations profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### IX.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### IX.3 : Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.

- La capacité portante du sol.
- L'économie.
- L'importance de la superstructure.

#### IX.4 : Dimensionnement :

##### a. Semelle isolé :

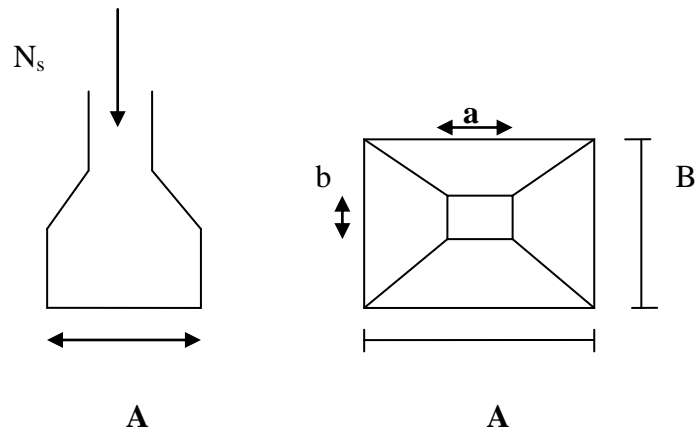
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A.B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_s = 1395.46 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1395.46}{200}} = 2.64 \text{ m}$$

Soit :  $B = 2.64 \text{ m}$

##### Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b. semelle filante :****1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens x-x (longitudinale) :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1.2 1	706.13	1.2	2.94	3.52
VL1.2 2	674.53	1.2	2.81	3.37
VL1.3 1	563.35	1.3	2.16	2.81
VL1.3 2	563.35	1.3	2.16	2.81
VL1.8 1	798.56	1.8	2.21	3.9
VL1.8 2	771.72	1.8	2.14	3.85
VL1 1	933.51	1	4.66	4.66
VL1 2	752.11	1	3.76	3.76
VL1 3	836.28	1	4.18	4.18
VL1 4	906.48	1	4.53	4.53
VL1 5	658.23	1	3.29	3.29
VL2 1	1395.46	2	3.48	6.96
VL2 2	1257.77	2	3.14	6.28
<b>somme</b>				<b>53.92</b>

**Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

- **Sens y-y (transversale) :**

<b>Voiles</b>	<b>G+Q (KN)</b>	<b>L (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>S=B.L (m<sup>2</sup>)</b>
<b>VT3.2 1</b>	623.94	3.2	0.97	3.11
<b>VT3.2 2</b>	623.46	3.2	0.97	3.11
<b>VT4.4 1</b>	933.51	4.4	1.06	4.66
<b>VT4.4 2</b>	1024.33	4.4	1.165	5.12
<b>VT2 1</b>	658.23	2	1.64	3.29
<b>VT2 1</b>	489.02	2	1.22	2.44
<b>somme</b>				<b>21.73</b>

**Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

$$S_v = \sum S_i = 103.51 m^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

## 2. Semelles filantes sous poteaux :

### ✓ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum_i N_i$$

- détermination de la coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i}$$

- détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e > \frac{l}{6} \longrightarrow$  répartition triangulaire.

$e \leq \frac{l}{6} \longrightarrow$  répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\left( \frac{l}{4} \right)} = \frac{N_s}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

$$B \geq \frac{q_{\left( \frac{l}{4} \right)}}{\sigma_{SOL}}$$

- Exemple de calcul :

### Charges transmises par le portique :

On fera le calcul sur le portique **longitudinale (4-4)** (fil de poteaux le plus sollicité  $N_{smax}=1395.46 \text{ KN}$ ).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Pi × ei (KN.m)
poteau C10	702.74	6.137	-11.85	-8327.469
poteau C11	865.39	4.356	-8.45	-7312.5455
poteau C12	1257.77	4.408	-5.05	-6351.7385
poteau C13	1261.33	-2.708	-1.65	-2081.1945
<b>poteau C14</b>	<b>1395.46</b>	7.298	3.45	4814.337
poteau C15	1192.42	2.853	7.85	9360.497
poteau C16	1034.33	6.137	11.85	12256.8105
<b>Somme</b>	<b>7709.44</b>	<b>28.481</b>	/	<b>2358.697</b>

Tableau IX.3 : détermination de la résultante des charges.

**1) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :**

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = \frac{2358.697 + 28.481}{7709.44} = 0.30m$$

**2) Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

$$e = 0.30m < \frac{L}{6} = \frac{23.7}{6} = 3.95m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7709.44}{23.7} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.3}{23.7}\right) = 300.58kN/m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7709.44}{23.7} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.3}{23.7}\right) = 349.99kN/m$$

$$q_{(4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7709.44}{23.7} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.3}{23.7}\right) = 337.64kN/m$$

**3) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{337.64}{200} = 1.68m$$

On prend **B = 1.70 m**

On aura donc :

$$S_1 = 1.70 \times 23.7 = 40.29m^2$$

$$S_2 = 1.7 \times 8.4 = 14.28m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$n$  : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = (40.29 \times 3) + (14.28 \times 2) + 75.65 = 225.08m^2$$

$$S_t = \mathbf{225.08m^2}$$

➤ **Remarque :**

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 288.24m^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinale :  $S_t = 225.08m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{225.08}{288.24} = 0.78 = 78.08\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

—→ La surface totale des semelles représente 78.08% de la surface du bâtiment.

**Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

Une facilité de coffrage ;

Une rapidité d'exécution ;

Présentera une grande rigidité.

**IX.5 : Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**IX.5.1 Pré dimensionnement du radier :**

**a. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

L'épaisseur minimale du radier doit avoir au moins 25 cm

**b. Selon Condition forfaitaire :****1. Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} = \frac{560}{8} \leq h_r \leq \frac{560}{5} \Rightarrow 70\text{cm} \leq h_r \leq 112\text{cm}$$

On prend  **$h_r=100$  cm**

**2. Sous poteaux :****➤ Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec une hauteur minimale de 25 cm.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{560}{20} = 28\text{cm}$$

On prend  **$h_d=30$  cm**

**➤ La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm}$$

On prend  **$h_n=70$ cm**

**Largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7 h_n = 28\text{cm} \leq b \leq 49 \text{ cm}$$

On prend  **$b=55$ cm**

**c. Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;  $I = bh^3/12$

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.6}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.21m$$

**On prend  $h = 125$  cm**

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 100$  cm  $\longrightarrow$  Hauteur totale du radier.

$h_n = 70$  cm  $\longrightarrow$  Hauteur de la nervure

$h_d = 30$  cm  $\longrightarrow$  Hauteur de la dalle

$b_n = 55$  cm  $\longrightarrow$  Largeur de la nervure.

**d. Calcul des charges nécessaires au radier :****❖ Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des plancher

Charge permanente :  $G=23564.54\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q=4300.69\text{KN}$

**❖ Combinaison d'actions :**

$$\text{A P'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 23564.54 + 1.5 \times 4300.69 = 38263.164\text{kN}$$

$$\text{A P'ELS : } N_s = G + Q = 23564.54 + 4300.69 = 27865.23\text{kN}$$

**❖ Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{A P'ELU : } S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{38263.164}{1.33 \times 200} = 143.84\text{m}^2$$

$$\text{A P'ELS : } S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{27865.23}{200} = 139.32\text{m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(143.84; 139.32) = 143.84\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 288.24\text{m}^2 > S_{rad} = 143.32\text{m}^2$$

**Remarque :**

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} = 50\text{cm}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

On prend:  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 288.24 + \left[ (10+23.7) + (8.4+6.1) \right] \times 2 \times 0.5 = 336.44 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = 336.44 \text{ m}^2$

**e. Détermination des efforts à la base du radier :**

❖ **Charges permanentes :**

▪ **Poids du bâtiment :**  $G_{\text{bat}} = 23564.54 \text{ kN}$

▪ **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle :  $P_d = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.3 \times 336.44 = 2523.3 \text{ kN}$

Poids de la nervure :  $P_n = b_n \times h_n \times L_n \times \rho_b = 25 \times 0.4 \times 0.7 \times 176.2 = 1233.4 \text{ kN}$ .

Poids de la dalle flottante :  $P_{df} = (S_{\text{rad}} - S_n) \times e_p \times \rho_b = 25 \times 0.1 \times (336.44 - 176.2 \times 0.7) = 532.75 \text{ kN}$

Poids de remblais:  $= (S_{\text{rad}} - S_n)(h_n - e_p) \rho_{\text{TVO}} = 16 \times (336.44 - 176.2 \times 0.7)(0.7 - 0.10) = 2045.76 \text{ kN}$

$$G_{\text{rad}} = 2523.3 + 1233.4 + 532.75 + 2045.76 = 6335.21 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = 6335.21 \text{ kN}$$

❖ **Charge permanente apportée sur le radier :**

$$G_t = P_{\text{(superstructure)}} + P_{\text{(infrastructure)}}$$

$$G_t = 23564.54 + 6335.21 = 29567.6 \text{ kN}$$

$$G_t = 29899.75 \text{ kN}$$

❖ **Charge d'exploitation apportée sur le radier :**

$$Q_t = Q_{\text{rad}} + Q_{(\text{superstructure})}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 336.44 = 841.1 \text{ kN}$$

$$Q_t = 4300.69 + 841.1 = 5141.79 \text{ kN}$$

$$Q_t = 5141.79 \text{ kN}$$

❖ **Combinaison d'action :**

- **ELU:**  $N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t = 1.35 (29899.75) + 1.5 (5141.79) = 48077.34 \text{ kN}$
- **ELS:**  $N_s = G_t + Q_t = (29899.75) + (5141.79) = 35041.54 \text{ kN}$

**f. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.89 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.58 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} - \frac{b_2 \times h_2^3}{12} = \frac{23.7 \times 16.1^3}{12} - \frac{15.3 \times 6.1^3}{12} = 7952.82 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h_1 \times b_1^3}{12} - \frac{h_2 \times b_2^3}{12} = \frac{16.1 \times 23.7^3}{12} - \frac{6.1 \times 15.3^3}{12} = 16039.70 \text{ m}^4$$

**g. Les vérifications :****1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{47628,94 \times 1}{336,44} \times \frac{5,60}{2} = 396,38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{396,38}{1 \times 0,27} = 1468,10 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,468 \text{ MPa}$$

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

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

**2. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

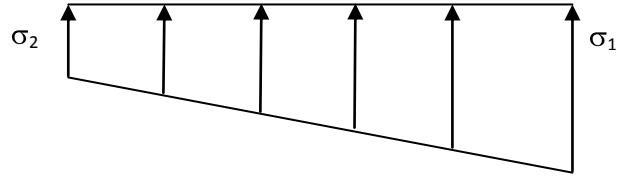


Figure. XI.2 : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{SOL} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 47628.94 \text{ kN}$$

$$N_s = 34709.39 \text{ kN}$$

#### ❖ Sens longitudinal :

$$I_y = 16039.70 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 2105.07 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 6988.383 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 2105.07 + 6988.383 \times 1 = 9093.45 \text{ kN.m}$$

## ❖ Sens transversal :

$$I_x = 7952.82 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 2293.12 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 6662.993 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 2293.12 + 6662.993 \times 1 = 8956.113 \text{ kN.m}$$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
Contrainte		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$
Sens	Longitudinale(x-x)	147.73	135.39	<b>144.655</b>	109.34	97	<b>106.255</b>
	Transversale (y-y)	167.24	115.9	<b>154.41</b>	128.84	77.5	<b>116.005</b>

Figure XI.4: vérification des contraintes

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées.

$$\text{ELU : } \sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$$

—————> **Condition vérifié.**

$$\text{ELS : } \sigma_m < \sigma_{sol}$$

### 3. Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

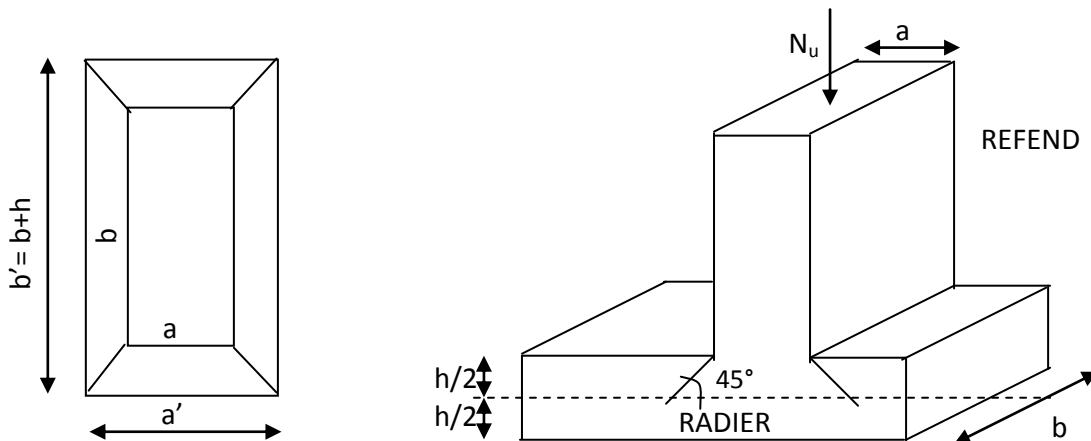


Fig. XI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile  $\mu_{cx}$  :**

• **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1917.82 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4200 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (le voile le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1728.76 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 4. Vérification de l'effet de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique  $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1m$ )

$$P = 23564.54 \text{ KN} \geq 1.5 \times 336.44 \times 10 \times 1 = 5046.6 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

#### IX.5.2 : Ferrailage du radier :

Le Ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumise à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier ; on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

##### a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

##### ▪ 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0.4$  → la dalle travaille dans un seul sens.

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

▪ **2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $\rho \leq 0.4 \leq 1$   $\longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $L_x < L_y$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, on a adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**b. Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.10}{5.6} = 0.9$$

$\rho \leq 0.4 \leq 1$   $\longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte de la contrainte maximale  $\sigma_M^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement reprise par le sol.

• **A'ELU :**

$$q_u = \sigma_m^{max} \left( \text{ELU} \right) \left[ 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 154.41 - 1.35 \times \frac{6335.21}{336.44} \right) \times 1 = 128.98 \text{ kN/m}^2 \right]$$

• **A'ELS :**

$$q_s = \sigma_m \left( \text{ELS} \right) \left[ \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 116.005 - \frac{6335.21}{336.44} \right) \times 1 = 97.17 \text{ kN/m}^2 \right]$$

## c. Calcul à l'ELU :

## ❖ Evaluation des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ux} \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	$\vartheta$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ux}$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	obs
1	5.1	5.6	0.9	0	0.0458	0.778	128.98	153.64	119.53	2 sens

**Tableau IX.4 : Identification des panneaux**

**Remarque :**

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions  $L_x$  et  $L_y$ .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens  $L_x$  se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens  $L_y$  et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée  $L_x$ , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée  $L_y$ .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée :  $0.75 M_{0x}$  ou  $0.75 M_{0y}$

Moment sur appuis :  $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : .....  $0.85 M_{0x}$  ou  $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive : .....  $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : .....  $0.5 M_0$

$$M_{0x} = 153.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 119.53 \text{ kN.m}$$

❖ **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

**Sens X-X :**

$$M_{app} = 0.5 \quad M_{0X} = 76.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{app} = 0.3 \quad M_{0X} = 46.09 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \quad M_{0X} = 130.59 \text{ kN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_{app} = 0.5 \quad M_{0Y} = 59.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{app} = 0.3 \quad M_{0Y} = 35.85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \quad M_{0Y} = 101.60 \text{ kN.m}$$

**d. Le ferrailage:**

Le ferrailage se fera en **flexion simple** pour une bande de **1 ml**

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Section minimales :**• **Section de la petite portée ( $l_x$ ):**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.9}{2} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour HAFe400

➤ **Armatures parallèle à la grande portée ( $l_y$ ):**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adoptée	$S_t$
x-x	travée	130.59	0.126	SSA	0.932	14.91	5HA20	15.70	20
	appui	76.82	0.074	SSA	0.962	8.50	5HA16	10.05	20
y-y	travée	101.6	0.098	SSA	0.948	11.36	5HA20	15.70	20
	appui	59.85	0.057	SSA	0.971	6.56	5HA16	10.05	20

**Tableau IX.5 : Ferrailage du panneau**

**e. Vérification à l'état limite ultime (ELU):**

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

- **Armatures parallèle au petit coté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.9}{2} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour HAFe400

- **Armatures parallèle au grand côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 10.05m^2 > A_{\min} = 2.52cm^2 / ml \\ A_{ua}^y = 10.05cm^2 > A_{\min} = 2.52cm^2 / ml \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 15.70cm^2 > A_{\min} = 2.52cm^2 / ml \\ A_{ut}^y = 15.70cm^2 > A_{\min} = 2.52cm^2 / ml \end{cases}$$

—————> **Condition vérifié.**

➤ **Vérification des espacements des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

**Sens x-x :**

$$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33 \text{ cm}$$

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

**Sens y-y :**

$$S_t \leq \min (4h, 45cm) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20cm < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4MPa \right) = 2.5MPa$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{128.98 \times 10^3 \times 5.6}{2 \times 10^3 \times 270} = 1.33 \text{ MPa} < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**f. Vérification à l'ELS :****❖ Calcul des moments fléchissant :**

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	$\vartheta$	$q_s$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$	$M_{0y}$
5.1	5.6	0.9	0.2	97.17	0.0589	0.846	148.86	125.93

**Tableau IX.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS****Sens X-X :**

$$M_{app} = 0.5 \quad M_{0x} = 74.43 \text{ kN.m} \quad (\text{appui intermédiaire.})$$

$$M_{app} = 0.3 \quad M_{0x} = 44.65 \text{ kN.m} \quad (\text{appui de rive.})$$

$$M_t = 0.85 \quad M_{0x} = 126.53 \text{ kN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_{app} = 0.5 \quad M_{0y} = 62.96 \text{ kN.m} \quad (\text{appui intermédiaire.})$$

$$M_{app} = 0.3 \quad M_{0y} = 37.77 \text{ kN.m} \quad (\text{appui de rive.})$$

$$M_t = 0.85 \quad M_{0y} = 107.04 \text{ kN.m}$$

**➤ Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)****❖ Sens x-x :****• Contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier si :  $\sigma_s \leq \sigma_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

**▪ En travée :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{15.70}{100 \times 27} \times 100 = 0.581.$$

$$\rho_1 = 0.581 \quad \Rightarrow K_1 = 29.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{126.53 \times 10^3}{0.887 \times 27 \times 15.70} = 336.51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 336.51[\text{MPa}] \leq \sigma_s = 348[\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{336.51}{29.25} = 11.50[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 11.50 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 27} \times 100 = 0.372$$

$$\rho_1 = 0.372 \Rightarrow K_1 = 38.19 \quad \beta_1 = 0,902$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{74.43 \times 10^3}{0,902 \times 27 \times 10.05} = 304.09[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 304.09[[\text{MPa}] \leq \sigma_s = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{304.09}{38.19} = 7.96[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 7.96 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ❖ Sens y-y :

## ▪ En travée :

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{15.7}{100 \times 27} \times 100 = 0.581$$

$$\rho_1 = 0.581 \Rightarrow K_1 = 29.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{107.04 \times 10^3}{0.887 \times 27 \times 15.7} = 284.68 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 284.68 [\text{MPa}] \leq \sigma_s = 348 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## • Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{284.68}{29.25} = 9.73 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 9.73 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ▪ Aux appuis

## • Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 27} \times 100 = 0.372$$

$$\rho_1 = 0.372 \Rightarrow K_1 = 38.19 \quad \beta_1 = 0.902$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{74.43 \times 10^3}{0.902 \times 27 \times 10.05} = 304.09 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 304.09 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{304,09}{38,19} = 7,96[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 7,96 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

### IX.5.3 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

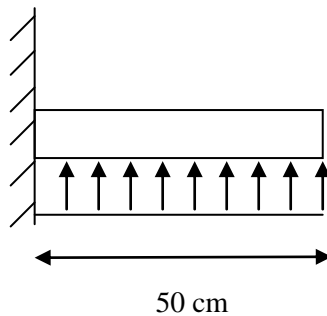


Figure.XI.4: Schéma statique d'un débord

#### 1. Sollicitation de calcul :

- **A l'ELU :**

$$P_u = 128,98 \text{ kN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-128,98 \times 0,5^2}{2} = -16,12 \text{ kN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$P_s = 97,17 \text{ kN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-97,17 \times 0,5^2}{2} = -12,14 \text{ kN.m}$$

**2. Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de ferrailage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>ELU</b>	16.12	0.015	0.826	2.09	3.26	4HA14	6.15	25
<b>ELS</b>	12.14	0.011	0.847	1.44	3.26	4HA14	6.15	25

**Tableau IX.7 : Ferrailage à l'ELU.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

On apte: **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

**3. Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm} < A_r = 4.52 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

**5. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.12}{12.14} = 1.33$$

$$u_{s=0.016} \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.020 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Conclusion :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ , et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**IX.5.4 : Etude des nervures :**

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 sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

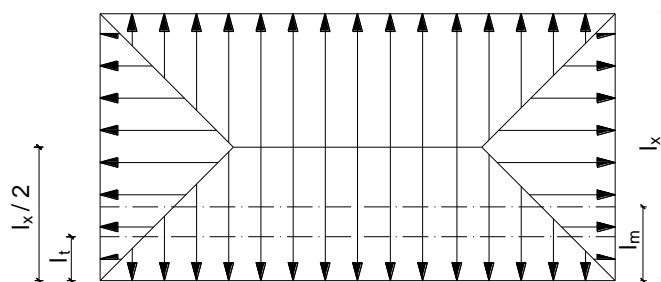
**1. Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparté et le calcul devient classique

**➤ Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

**➤ Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

### 1. Charges à considérer :

- Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 128.98 \times 1.84 = 237.32 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 97.17 \times 1.84 = 178.79 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 128.98 \times 1.38 = 177.99 \text{ kN/ml.}$$

- Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 128.98 \times 1.69 = 217.97 \text{ kN/ml.}$$

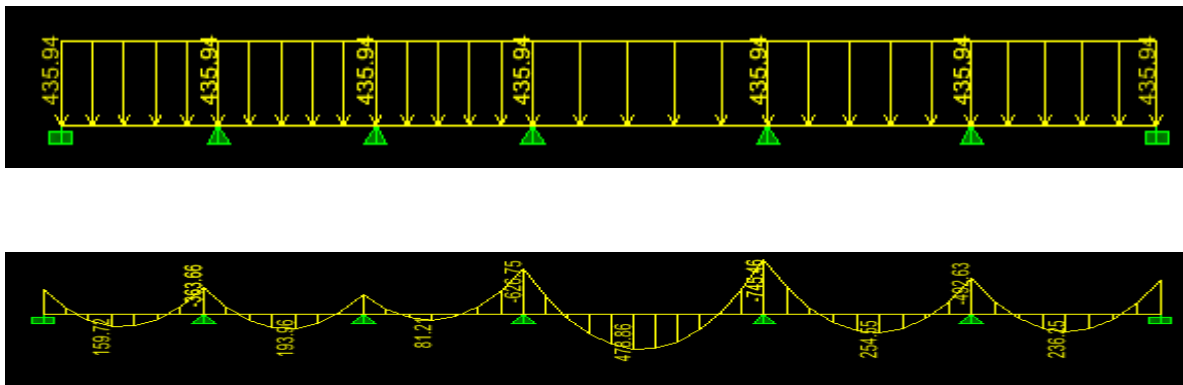
$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 97.17 \times 1.69 = 164.21 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 128.98 \times 1.27 = 163.8 \text{ kN/ml.}$$

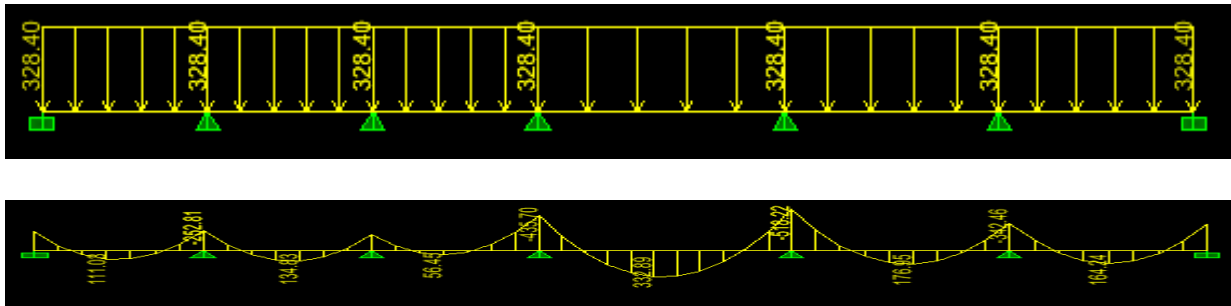
### 2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- ✓ Sens longitudinale :

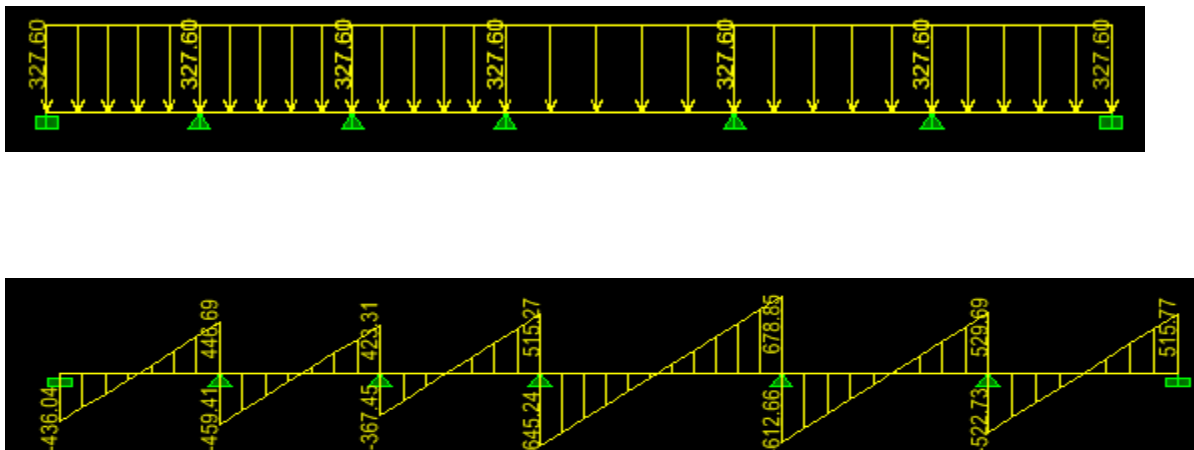
#### A ) Diagramme des moments fléchissant (ELU):



**B ) Diagramme des moments fléchissant (ELS):**

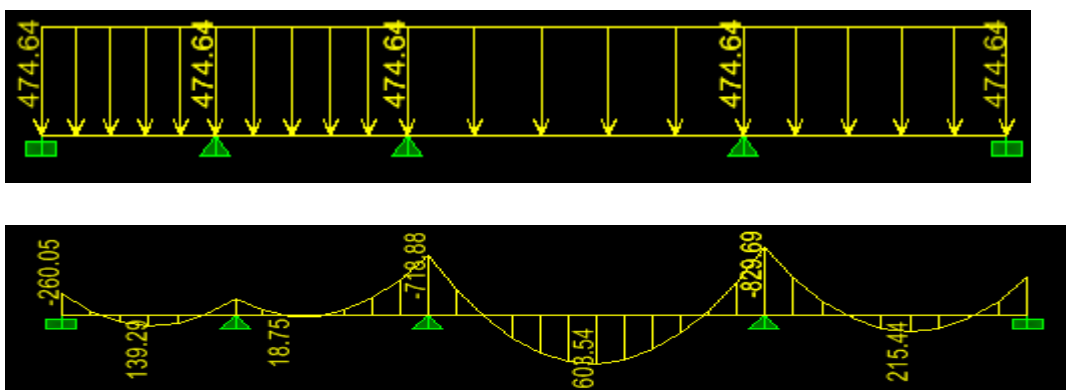


**c ) Diagramme des efforts tranchants(ELU):**

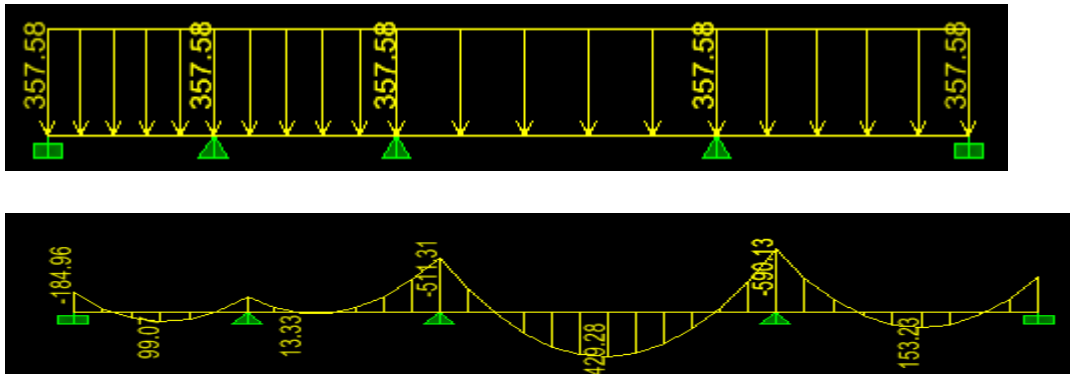


✓ *Sens transversale :*

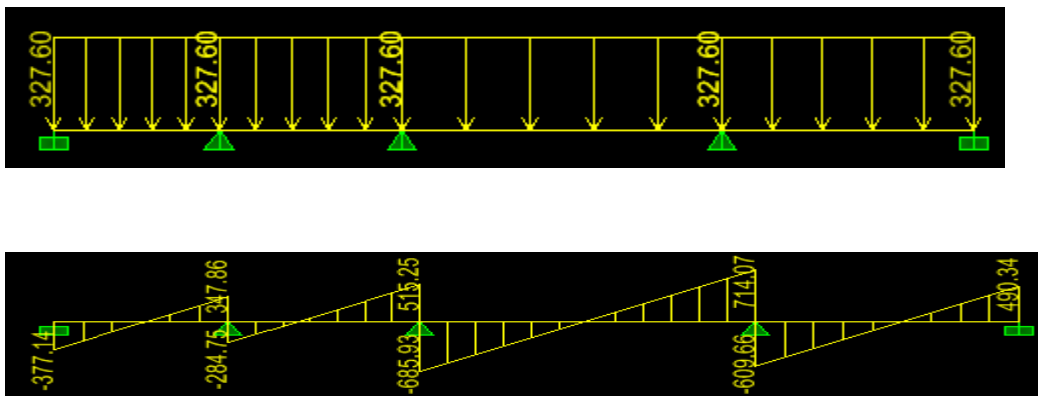
**A ) Diagramme des moments fléchissant (ELU):**



## B) Diagramme des moments fléchissant (ELS):



## C) Diagramme des efforts tranchants (ELU):



## 6. Sollicitations maximales :

- Sens transversal :

$$M_{tu\max} = 603.54 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au\max} = 829.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts\max} = 429.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as\max} = 590.13 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u\max} = 685.93 \text{ kN.}$$

- *Sens longitudinal :*

$$M_{tu\max} = 478.86kN.m.$$

$$M_{au\max} = 745.46kN.m$$

$$M_{ts\max} = 332.89kN.m.$$

$$M_{as\max} = 518.22kN.m.$$

$$T_{u\max} = 678.85kN.$$

## 7. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55cm; \quad d = 95 cm; \quad f_{bc} = 14.2MPa; \quad \sigma_s = 348MPa$$

			M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
ELU	longitudinal	Appui	745.46	0.105	0.945	23.86	5HA20+5HA16	25.75
		Travée	478.86	0.067	0.965	15.00	5HA20	15.7
	transversal	Appui	829.69	0.117	0.937	24.78	5HA20+5HA16	25.75
		Travée	603.54	0.085	0.956	19.09	5HA20+2HA16	19.72

**Tableau IX.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.**

## 8. Vérifications à l'ELU :

### a. Condition de fragilité :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 959.82 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{678.85 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d. Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit  $\phi = 10 \text{ mm}$

On prend 2 cadres de  $\phi = 10 \text{ mm}$

**c. Espacement des armatures :**

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ 17.5; 24 \right\}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

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

**d. La quantité d'armatures transversales minimale:**

✓ **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t \times b = 1.65 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t \times b = 2.475 \text{ cm}^2$

**e. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en

l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA14**

avec : **As= 3,08 cm<sup>2</sup>**

#### f. Vérification à l'ELS :

**Les moments :**

✓ **Sens longitudinale :**

$$M_t = 332.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 518.22 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens transversale :**

$$M_t = 429.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 590.13 \text{ KN.m}$$

**a. Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91) :**

❖ **Sens longitudinal :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier si :  $\sigma_s \leq \sigma_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{15.7}{55 \times 95} \times 100 = 0.300$$

$$\rho_1 = 0.300 \Rightarrow K_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{332.85 \times 10^3}{0.913 \times 95 \times 15.7} = 244.43 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 244.43 [\text{MPa}] \leq \sigma_s = 348 [\text{Mpa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{244.43}{42.47} = 5.75 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 5.75 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{25.75}{55 \times 95} \times 100 = 0.492$$

$$\rho_1 = 0.492 \Rightarrow K_1 = 32.17 \quad \beta_1 = 0,894$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{518.22 \times 10^3}{0.894 \times 95 \times 25.75} = 236.96 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 236.96 [[\text{MPa}] \leq \sigma_s = 348 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{236,96}{32,17} = 7,36 [\text{MPa}]$$

$\sigma_{bc} = 7,36 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

❖ **Sens transversal**

▪ **En travée :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{19,72}{55 \times 95} \times 100 = 0,377$$

$$\rho_1 = 0,377 \Rightarrow K_1 = 37,63 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{429,28 \times 10^3}{0,905 \times 95 \times 19,72} = 253,19[\text{MPa}]$$

$\sigma_{st} = 253,19 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 [\text{Mpa}] \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

✓ **Contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{253,19}{37,63} = 6,72[\text{MPa}]$$

$\sigma_{bc} = 6,72 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

- ✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{25.75}{55 \times 95} \times 100 = 0.492$$

$$\rho_1 = 0.492 \Rightarrow K_1 = 32.17 \quad \beta_1 = 0.894$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{590.13 \times 10^3}{0.894 \times 95 \times 25.75} = 269.84 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 269.84 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- g. **Contrainte dans le béton :**

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

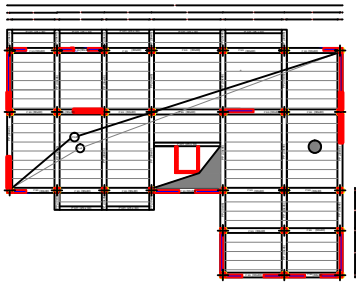
$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{269.84}{32.17} = 8.38 [\text{MPa}]$$

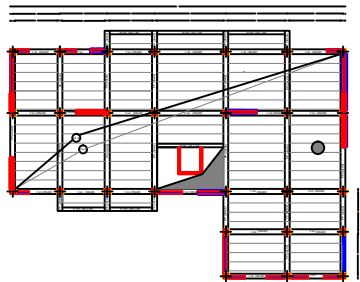
$$\sigma_{bc} = 8.38 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification des contraintes dans les aciers :**

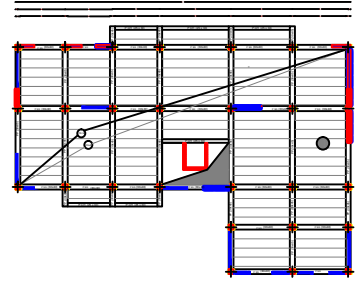
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire.  
Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS



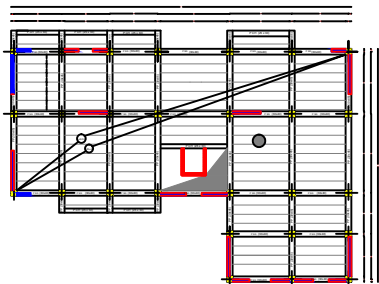
PLANCHER Etage: 3 , 4



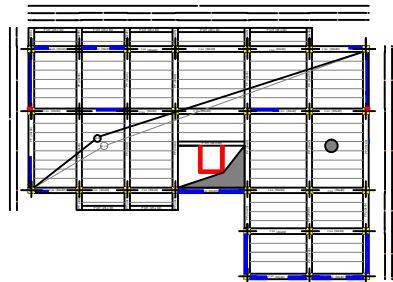
PLANCHER Etage 5



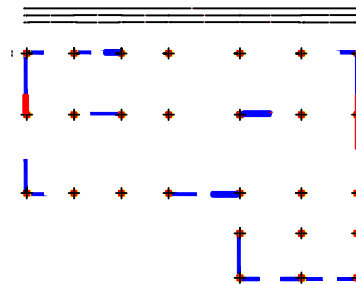
PLANCHER Etage :6,7,8



PLANCHER DU RDC



PLANCHER Etage :1 , 2



DISPOSITION DES VOILES

# Conclusion générale

*L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.*

*Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.*

*Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.*

*Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.*

*Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.*