

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

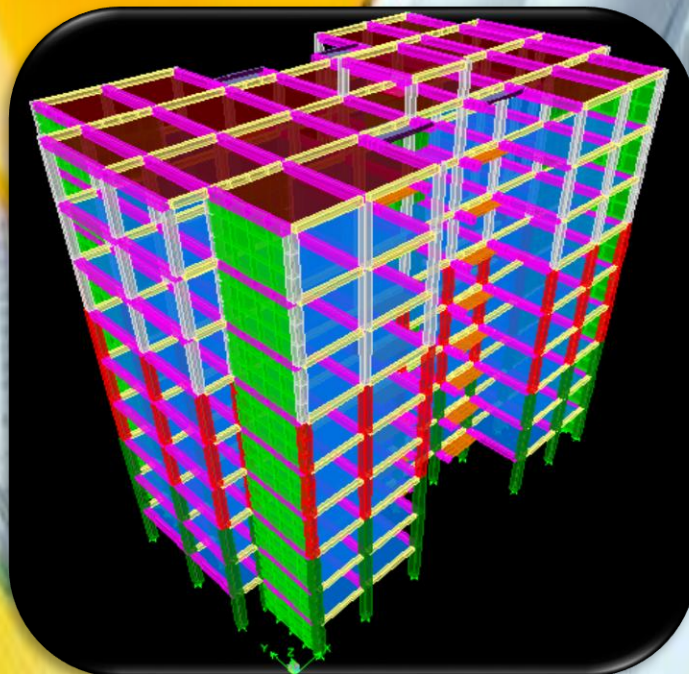


# mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel  
En génie civil option CCI*

## thème

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation Modélisé  
sous ETABS*



*Dirigé par :*  
**M<sup>me</sup> BOUZELHA.K**

*Etudié par :*  
**M<sup>elle</sup> KHALDI Yasmina**  
**M<sup>elle</sup> HENNAD Aicha**

**PROMOTION 2017/2018**



# Remerciements

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

*Nous sommes également très reconnaissantes à notre promotrice M<sup>me</sup> BOUZELHA.K, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Sans oublié M<sup>me</sup> MILOUDI pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'elle nous a apporté.*

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

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

*Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.*

*Merci à tous*



# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chers parents « HOCINE et FERROUDJA »*

*qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études et que*

*j'espère honorer ;*

*A mon frère : Samir*

*A mes sœurs Samira; Karima*

*A tous mes amis (es) ;*

*A toute la promotion*

*Génie Civile –CCI 2017/2018*

*Et à ma chère binôme Yasmina*

*AICHA*

# Dédicaces

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance :*

*A ceux pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais Assez ; mes chers parents*

*À ma très chère sœur Karima*

*À mes chers frères (Aissa, Saïd, Hakim et mon cher Moussa sans lui je n'arriverais pas à cet étape*

*A mon petit ange INZOU que dieu le protège et le garde*

*À tous mes chers ami(e)s : (Lydia Sara Ouardia Rbiha Kristine Samira Mounia Arezki Takfa Salim Smail Mokrane .....) je vous remercie pour tous les moments agréables qu'on a passé ensemble*

*Et à ma chère binôme Aicha*

*ET enfin à Toute la promotion 2017/2018*

*YASMINA*

# Sommaire

Sommaire.....	01
Introduction générale.....	06

## **Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux**

Introduction.....	07
1.1/ Description de l'ouvrage.....	07
1.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	07
1.3/ Eléments de l'ouvrage.....	07
1.4/ Réglementation utilisée.....	08
1.5/ Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	08
1.5.1/ Béton.....	09
1.5.2/ Acier.....	11
1.6/ Contraintes admissible du sol.....	13
1.7/ Conclusion.....	13

## **Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments**

Introduction.....	14
2.1/Planchers en corps creux.....	14
2.2/Dalles pleines.....	14
2.3/Poutres.....	15
2.4/Poteaux.....	16
2.5/ Descente de charge.....	16
2.5.1/ Surface d'influence.....	16
2.6/ Détermination des charges et surcharges.....	17
2.6.1/ Charges permanente.....	17
2.6.2/ Surcharges d'exploitation.....	20
2.6.3/ Calcul du poids propres et des surcharges d'exploitation des éléments.....	20
2.7/ Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	21
2.8/ Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	22
2.9/ Voiles.....	23
2.10/ Conclusion.....	24

## **Chapitre 3 : Calcul des éléments**

3.1. Calcul de l'acrotère.....	25
3.1.1. Calcul à l'état limite ultime.....	25
3.1.2Vérification à l'ELU.....	27
3.1.3. Vérification à l'ELS.....	29
3.1.4.Vérification de l'acrotère au séisme.....	30
3.1.5. Conclusion.....	30

3.2. Plancher .....	31
3.2.1. Ferrailage de la dalle de compression.....	31
3.2.2. Calcul des poutrelles.....	32
1 <sup>er</sup> cas.....	35
3.2.3.a/ Application de la méthode forfaitaire.....	36
3.2.4.a/ Ferrailage à l'ELU.....	38
3.2.5.a/ Vérifications à l'ELU.....	40
3.2.6.a/ Calcul à l'ELS.....	42
3.2.7.a/ Vérification à l'ELS.....	43
3.2.8.a/ Calcul de la flèche.....	44
2 <sup>eme</sup> cas.....	46
<b>3.2.3.b/ Application de la méthode forfaitaire.....</b>	
3.2.4.b/ Ferrailage à l'ELU.....	50
3.2.5.b/ Vérifications à l'ELU.....	51
3.2.6.b/ Calcul à l'ELS.....	53
3.2.7.b/ Vérification à l'ELS.....	55
3.2.8.b/ Calcul de la flèche.....	56
3 <sup>eme</sup> cas.....	57
<b>3.2.3.c/ Application de la méthode forfaitaire.....</b>	
3.2.4.c/ Ferrailage à l'ELU.....	62
3.2.5.c/ Vérifications à l'ELU.....	64
3.2.6.c/ Calcul à l'ELS.....	65
3.2.7.c/ Vérification à l'ELS.....	67
3.2.8.c/ Calcul de la flèche.....	68
3.3/L'escalier.....	71
3.3.1/Terminologie.....	71
3.3.2/ Dimensionnement de l'escalier de l'étage .....	71
3.3.3/ Détermination des charges de calcul.....	73
3.3.4/ Calcul à l'état limite ultime.....	74
3.3.5/ Vérification à l'ELU.....	78
3.3.6/ Calcul à l'état limite de service.....	82
3.3.7/ Vérification à l'ELS.....	85
3.4/ La poutre palière.....	88
3.4.1/ Prédimensionnement .....	88
3.4.2/ Calcul de la poutre palière à l'ELU.....	89
3.4.3/ Vérification à l'ELU.....	91
3.4.4/ Calcul à l'ELS.....	93
3.4.5/ Vérification à l'ELS.....	94
3.5/ Les balcons.....	96
3.5.1/ Dimensionnement des balcons.....	96
3.5.2/ Détermination des sollicitations .....	96
3.5.3/ Calcul du balcon à l'ELU.....	97

3.5.4/Ferrailage du balcon à l'ELU.....	98
3.5.5/Vérification à l'ELU.....	99
3.5.6/ Calcul à l'ELS.....	100
3.5.7/ Vérification à l'ELS.....	101
3.6/ La salle machine.....	103
3.6.1/ Dimensionnement de la salle machine.....	103
3.6.2/ Détermination des sollicitations.....	104
3.6.3/ Calcul des moments agissant sur la dalle.....	104
3.6.4/ Calcul du ferrailage à l'ELU.....	105
3.6.5/Vérification à l'ELU.....	107
3.6.6/ Vérification à l'ELS.....	108

## **Chapitre 4 : Etude du contreventement**

Introduction.....	111
4.1/ Caractéristiques géométriques des portiques.....	111
4.1.1/ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres .....	112
4.1.2/ Calcul des coefficients relatifs aux portiques .....	113
4.1.3/ Calcul des coefficients correcteurs $a_{ij}$ .....	113
4.1.4/ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens .....	113
4.1.5/ Calcul des rigidités des portiques par niveau.....	114
4.2/ Caractéristiques géométrique des voiles.....	119
4.2.1/ Etudes des refends.....	119
4.3/ Calcul des inerties fictives des portiques .....	122
4.3.1/Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires).....	122
4.3.2/ Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher .....	124
4.3.3/ Interprétation des résultats .....	132
4.3.4/ Conclusion .....	133
4.4/Calcul des centres de masses des éléments de la structure.....	133
4.5/ Calcul de centre de torsion.....	143
4.6/ Calcul de l'excentricité.....	151
4.7/ Conclusion.....	152

## **Chapitre 5 : Modélisation de la structure sous ETABS**

Introduction.....	153
5.1/ Principe de la méthode des éléments finis .....	153
5.2/ Description du logiciel ETABS .....	153
5.3/ Modélisation de la structure sous ETABS .....	153
5.3.1/ Terminologie utilisée.....	154
5.3.2/Choix de la Méthode de calcul .....	154
5.3.3/ Présentation de la méthode modale spectrale .....	154
5.4/ Etapes de modélisation .....	154
5.4.1/ Introduction de la géométrie du modèle .....	155
5.4.2/ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux .....	158

5.4.3/ Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	159
5.4.4/ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003 .....	161
5.5/ Définition des Charges statiques (G, Q) .....	166
5.5.1/ Définition de la charge sismique .....	167
5.5.2/ Mise en place des éléments de la structure.....	167
5.5.3/ Définition de la Masse source .....	169
5.5.4/ Chargement des éléments .....	170
5.5.5/Diaphragme .....	172
5.6/Vérifications.....	175
5.6.1/ Analyse et visualisation des résultats .....	175
5.6.2/ Introductions aux vérifications.....	175
5.7/Conclusion.....	185

## **Chapitre 6 : Ferrailage des éléments**

Introduction.....	186
6.1/ Ferrailage des poteaux.....	186
6.1.1/ Combinaison d'action.....	186
6.1.2/ Recommandation du RPA 2003 .....	186
6.1.3 / Calcul du ferrailage .....	188
6.1.4/ Vérification à l'état limite ultime.....	192
6.1.5/ Vérification à de l'état limite de service.....	194
6.2/ Ferrailage des poutres.....	198
6.2.1/ Recommandations du RPA99.....	198
6.2.2/ Calcul des armatures à l'ELU.....	199
6.2.3/ Vérifications à l'ELU.....	202
6.2.4/ Vérifications à l'ELS.....	206
6.3/ Ferrailage des voiles.....	209
6.3.1/ Combinaisons d'actions.....	209
6.3.2/ Etude des voiles.....	209
6.3.3/ Exemple de calcul .....	214

## **Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure**

Introduction .....	223
7.1/ Étude géotechnique du sol.....	223
7.2/ Choix du type de fondations.....	223
7.3/Dimensionnement des semelles.....	223
7.3.1/ Semelles isolées .....	223
7.3.2/ Semelles filantes.....	224
7.4/ Etude du radier général .....	227
7.4.1/ Pré dimensionnement du radier .....	227
7.4.2/ Détermination des sollicitations.....	228

7.4.2.1/ Détermination de la surface nécessaire du radier .....	228
7.4.2.2/Détermination des efforts à la base du radier.....	229
7.4.2.3/ Combinaisons d'actions.....	231
7.5/ Vérifications à l'ELU.....	231
7.6/ Ferrailage du radier .....	235
7.6.1/ Identification du panneau le plus sollicité.....	235
7.6.2/Calcul des armatures à l'ELU .....	235
7.6.3/ Ferrailage dans le sens $x - x$ .....	236
7.6.4/ Ferrailage dans le sens $YY$ .....	237
7.6.5/ Vérifications à l' ELU.....	237
7.6.6/ Vérifications à l'ELS.....	238
7.7/ Ferrailage du débord .....	239
7.7.1/ Sollicitations de calcul .....	239
7.7.2/ Calcul des armatures.....	239
7.7.3/ Vérifications à l'ELU.....	240
7.7.4/ Vérifications à l'ELS.....	240
7.8. Calcul de la nervure .....	240
7.8.1/ Détermination des charges .....	241
7.8.2/ Ferrailage de la nervure à l'ELU .....	248
7.8.3/Vérifications à l'ELU .....	250
7.8.4/ Vérifications à l'ELS.....	250

## **Conclusion générale**

## **Références bibliographiques**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans l'état actuel, le secteur de l'habitat et de l'urbanisme rencontre d'énormes difficultés, surtout dans nos grandes villes. La non disponibilité des assiettes en Algérie réservées à la construction conduit à prévoir des structures de plus en plus élancés, qui fait intervenir différents systèmes de contreventement.

Par ailleurs, vu que l'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, type de contreventement à choisir .....). Tout ouvrage doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité, la résistance de ses éléments structuraux pour assurer la sécurité des usagers. Ce calcul doit être conformément aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) et le règlement de béton aux états limites (**CBA 93**) et au béton armé aux états limites ultimes (**BAEL91, modifié 1999**).

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet de notre mémoire, nous nous intéressons au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à Tizi Ouzou, zone de moyenne sismicité et de groupe d'usage 2. Pour mener le calcul, nous subdivisons le travail en 7 chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation géométrique du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre est dédié au prédimensionnement des éléments structuraux ; tels que les voiles, les poteaux et les poutres tout en respectant les règles en vigueur.

Au troisième chapitre, nous avons procédé au calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, planchers.....etc).

Dans le quatrième chapitre, nous avons procédé à l'étude du contreventement afin de déterminer les rigidités et définir le type de notre structure.

Le cinquième chapitre a porté sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul ETABS ; ce qui nous permettra d'extraire les efforts internes.

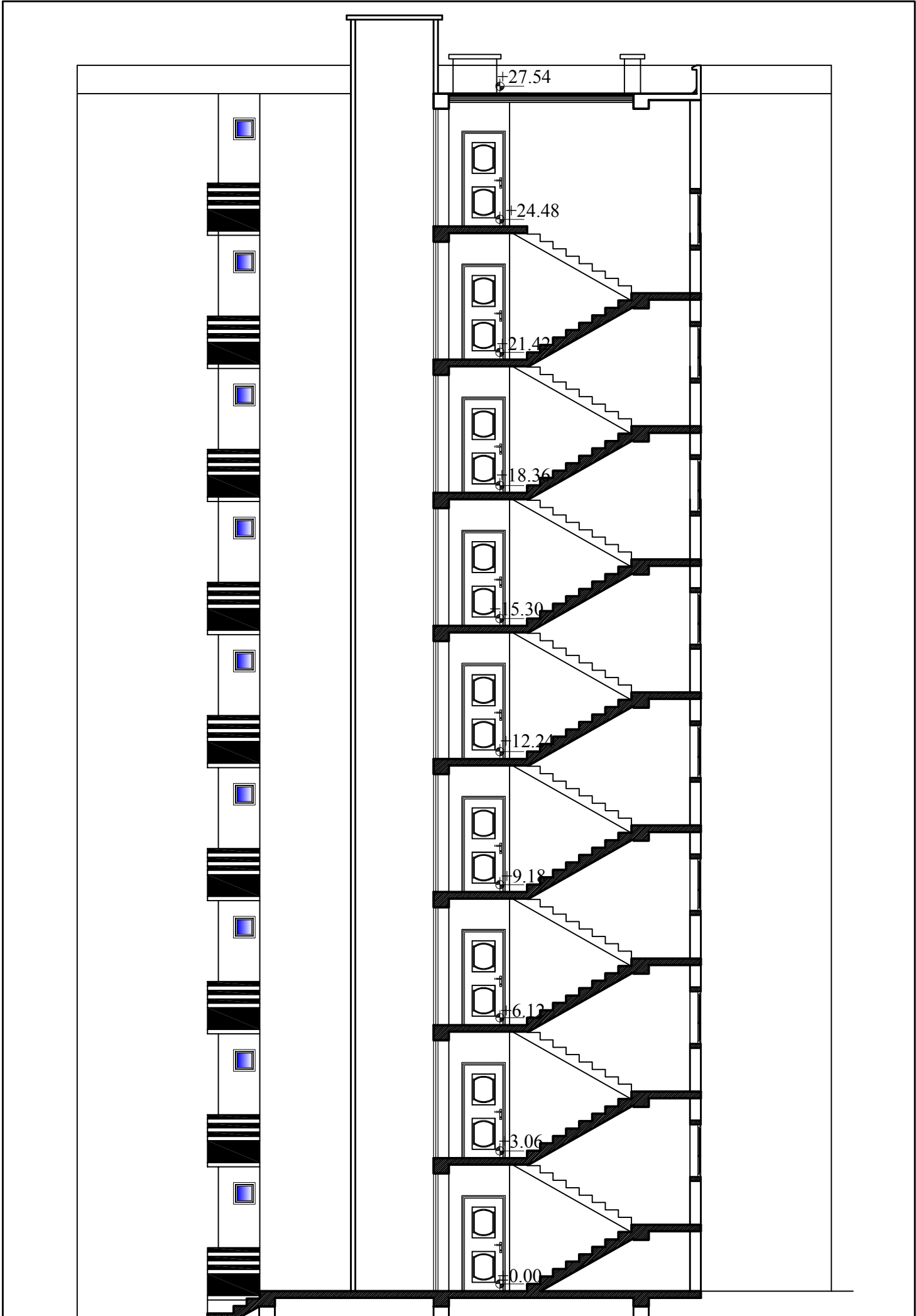
Le calcul des ferraillements des éléments structuraux à partir des résultats du logiciel ETABS est présenté dans le sixième chapitre.

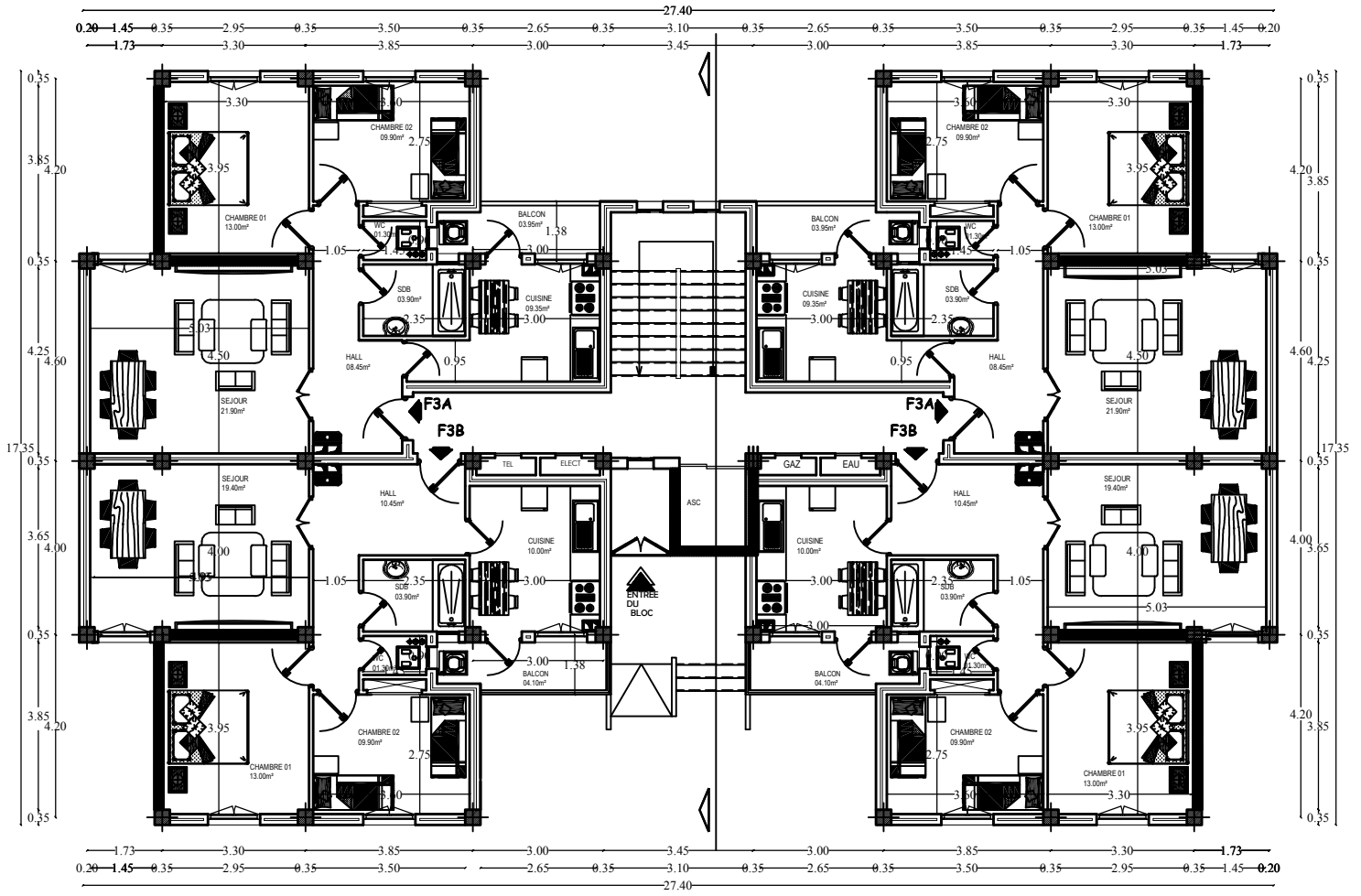
Le calcul de fondation a fait l'objet du 7<sup>ème</sup> chapitre.

Enfin, une conclusion générale relatera les principaux résultats de notre travail.

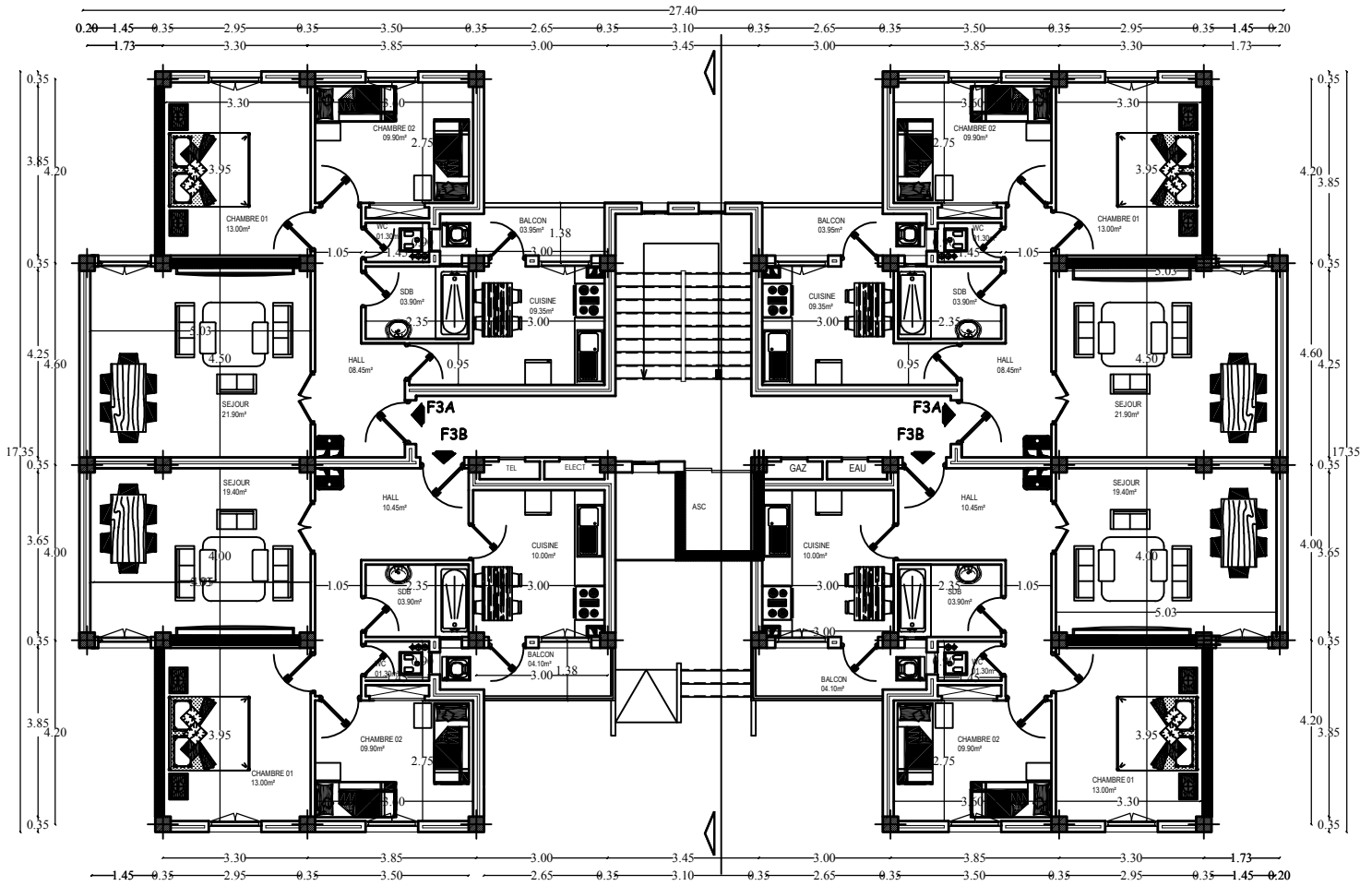


Façade Principale

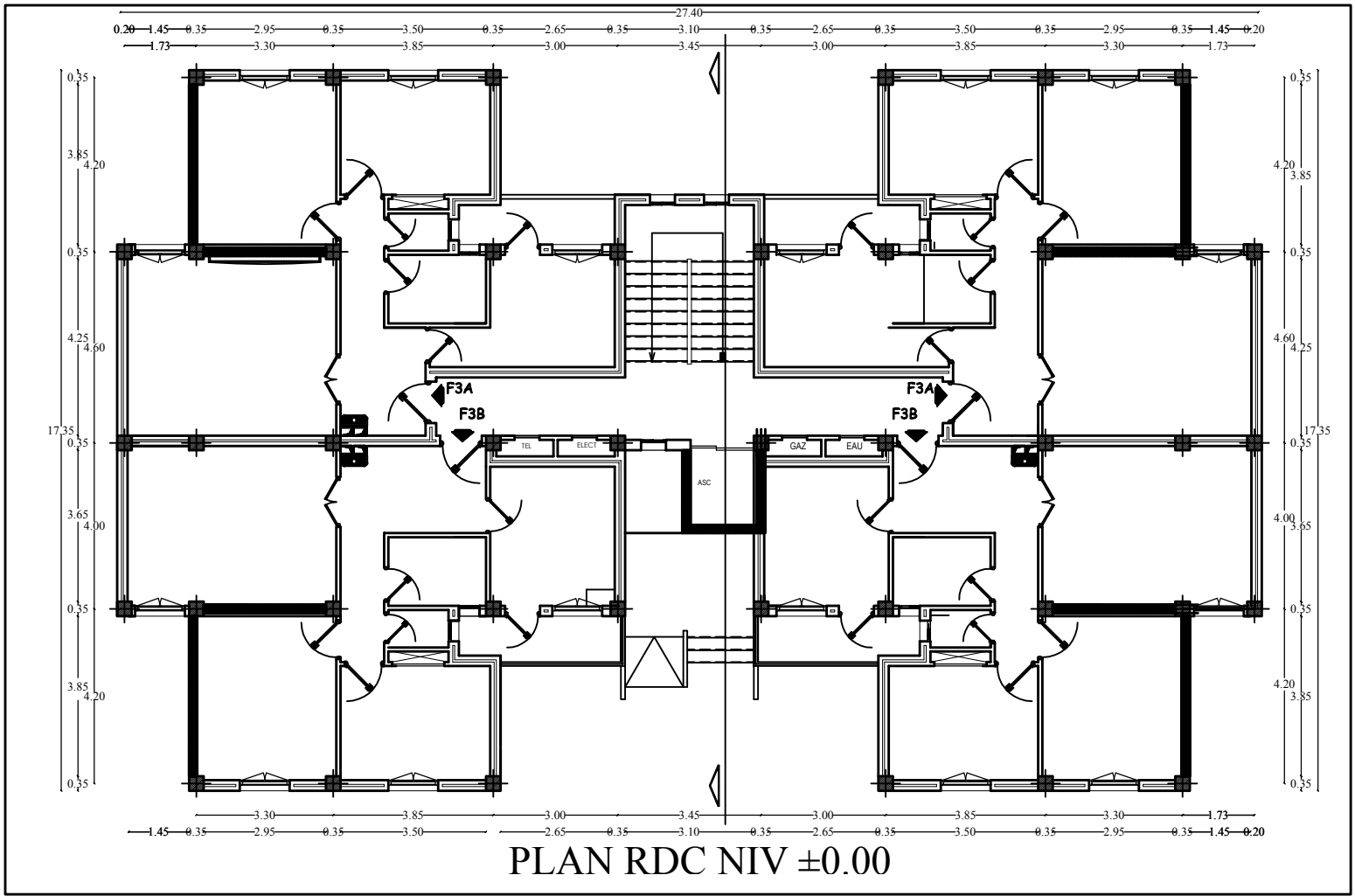


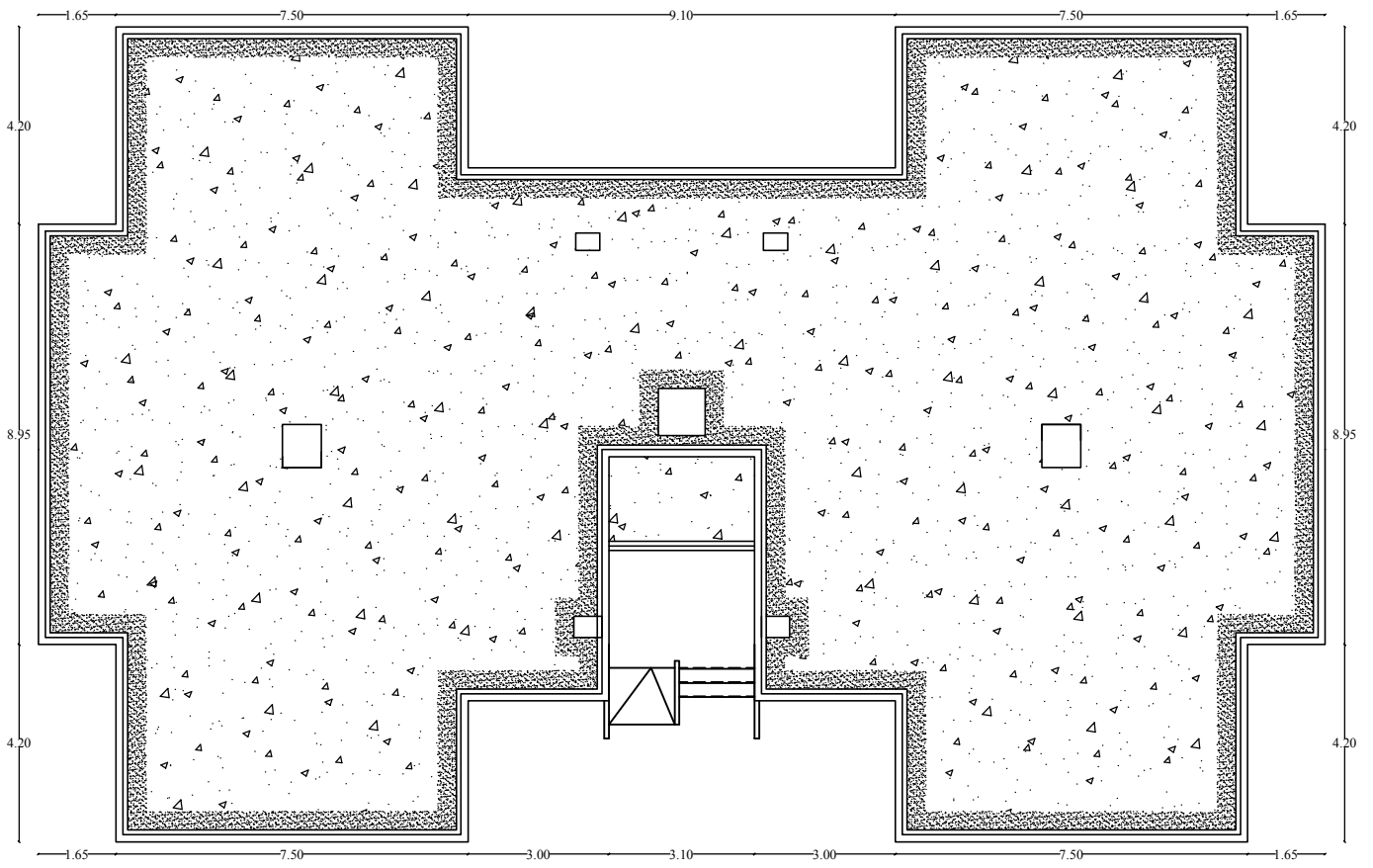


PLAN RDC

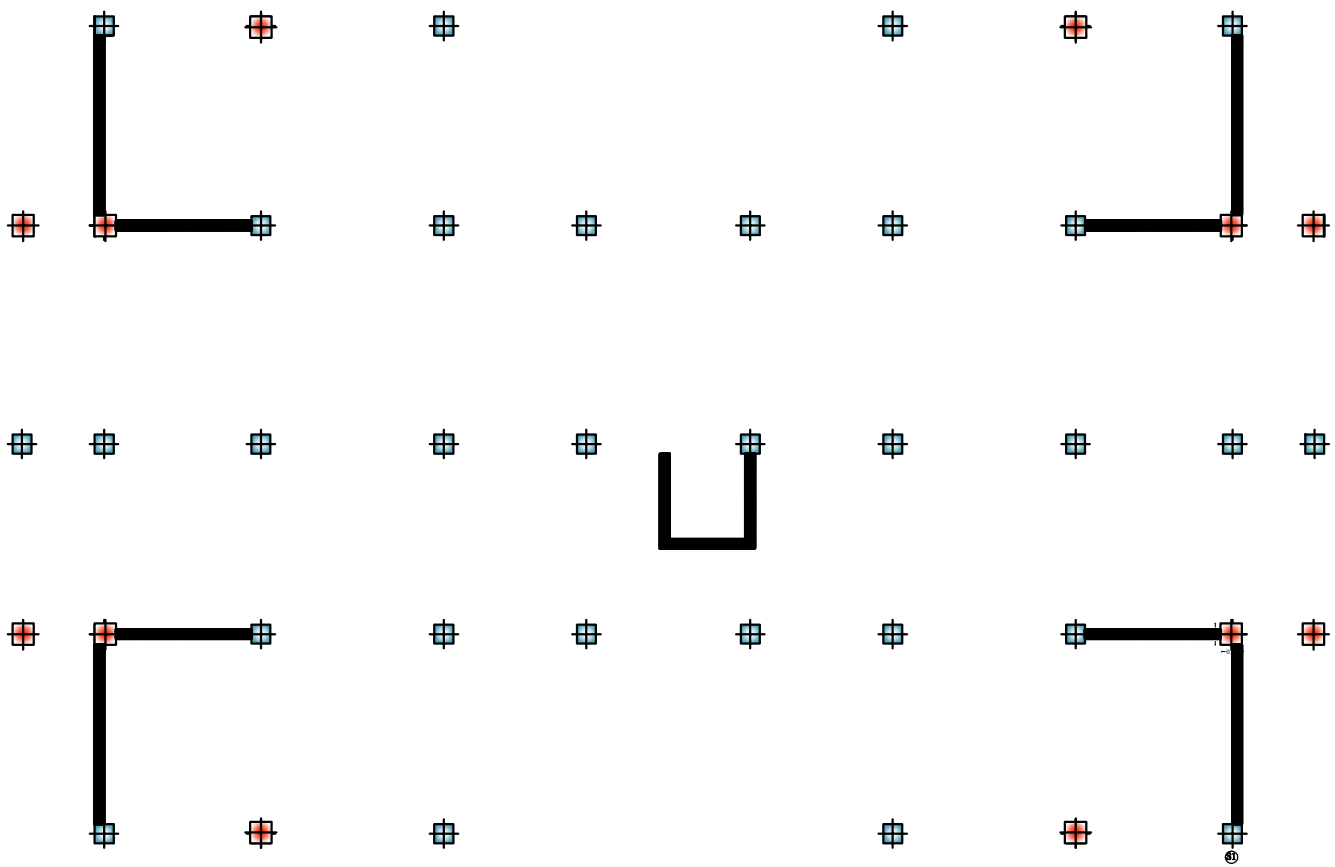


PLAN 1er au 8eme etage

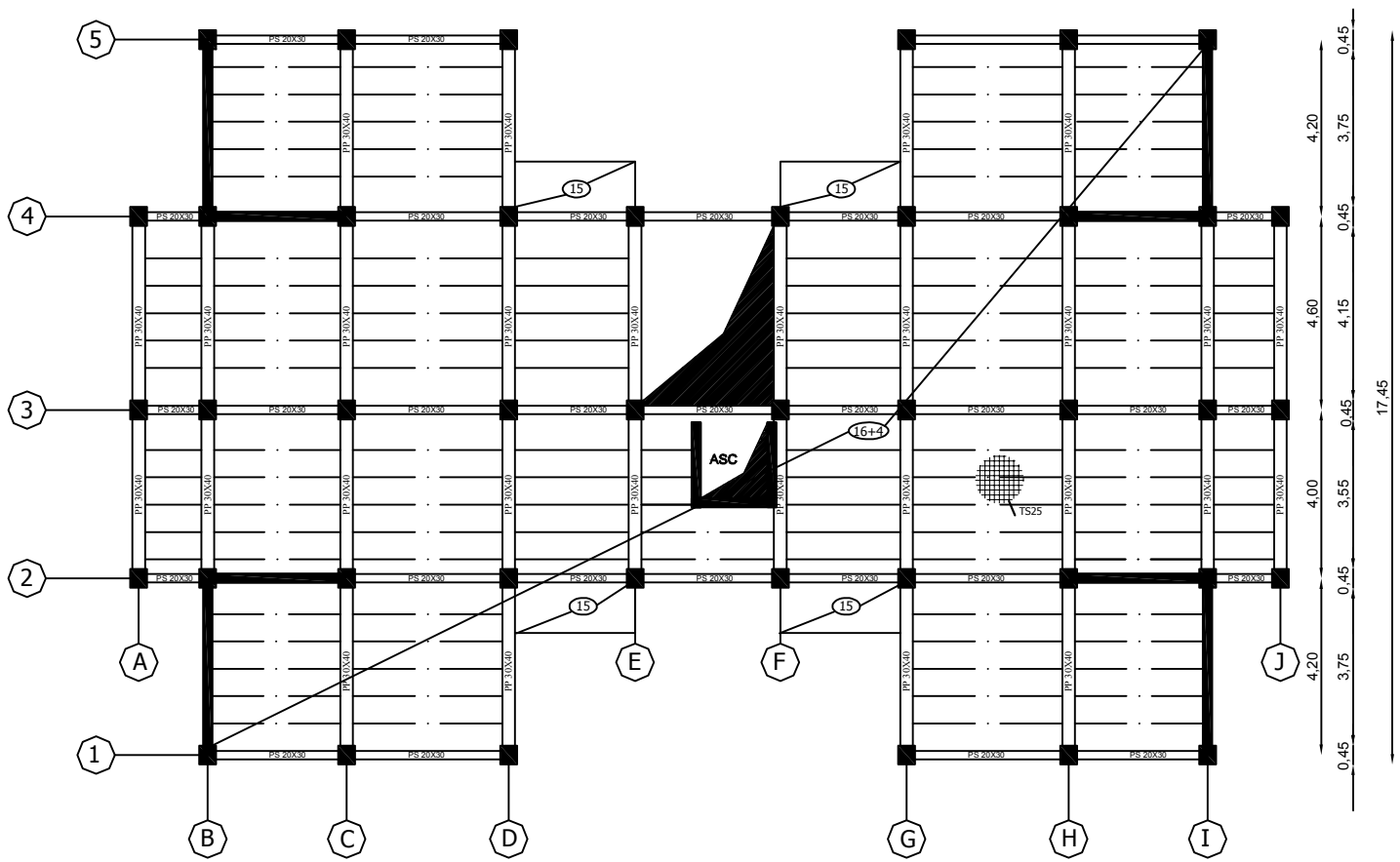
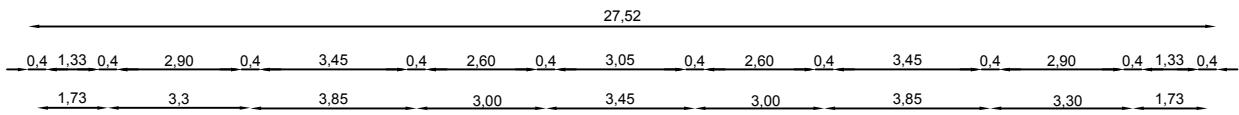




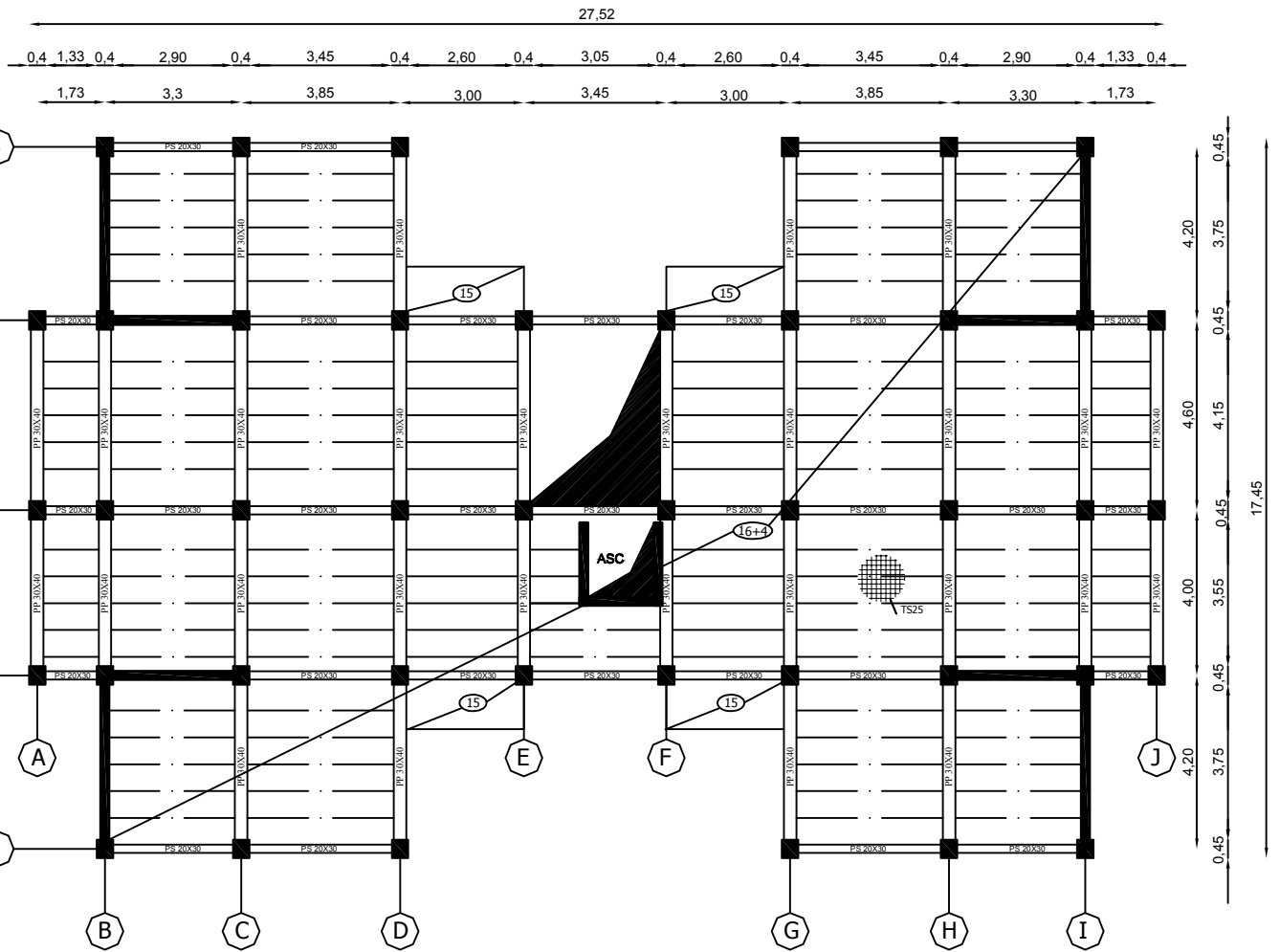
**PLAN TOITURE**



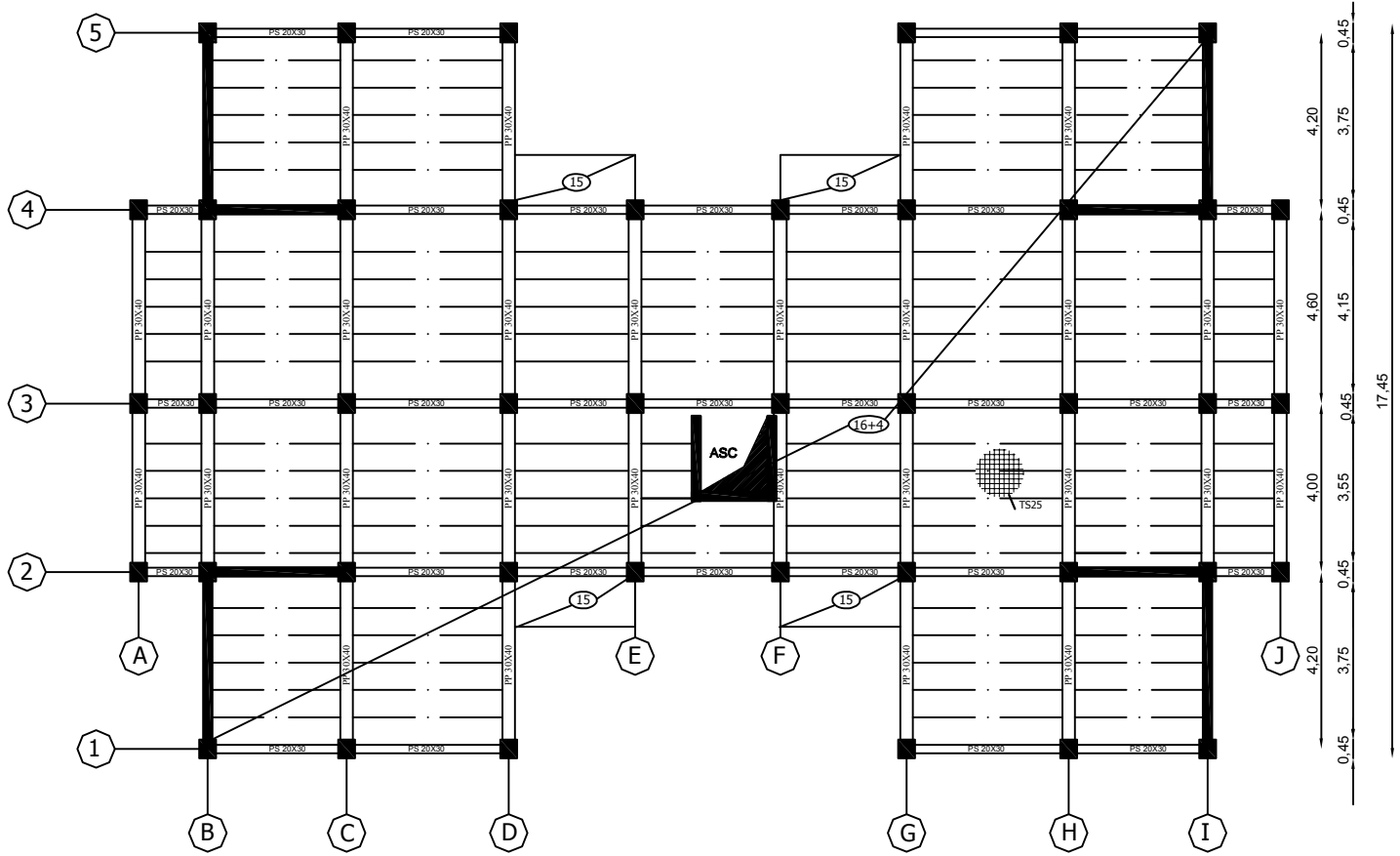
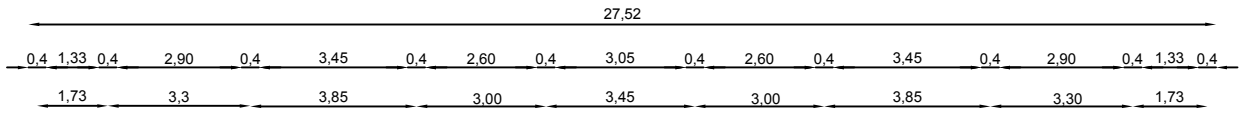
Disposition des voiles



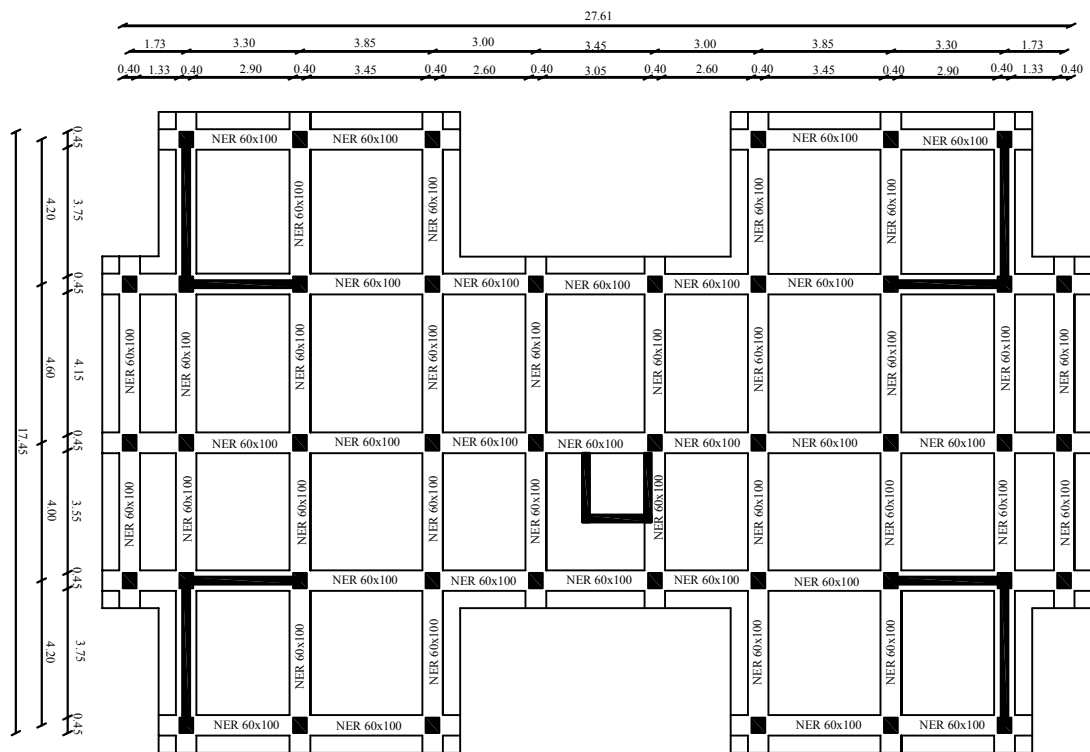
Plan de coffrage du RDC



Plan de coffrage de l'etage courant



Plan de coffrage de la terrasse



Plan de coffrage des fondations

# **Chapitre 1**

**Présentation de l'ouvrage et  
matériaux**

## Introduction

Ce chapitre consiste à décrire l'ouvrage faisant l'objet de notre étude, à savoir ses caractéristiques géométriques, ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux), les caractéristiques des matériaux le composant, et la réglementation utilisée.

### 1.1/ Description de l'ouvrage

La structure considérée est un bâtiment R+8 à usage d'habitation .Ce projet, qui nous a été confié par le bureau d'architecte (GHIAB.K) sis à Tizi Ouzou. Le **RPA 99 (version 2003)** classe la région en zone de moyenne sismicité (zone IIa) et l'ouvrage de groupe d'usage 2 « Ouvrages d'importance moyenne».

Ce bâtiment tel que l'illustre la vue en plan présentée, est composé de :

-(01) RDC et huit étages à usage d'habitation ;

-(01) terrasse inaccessible ;

-(01) cage d'escalier ;

Et (01) cage d'ascenseur ;

### 1.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont représentées sur les plans de structure. Ils sont résumés comme suit :

hauteur totale du bâtiment .....	27.54m.
longueur du bâtiment .....	27.56m.
largeur du bâtiment.....	17.35m.
hauteur de RDC .....	03.06m.
hauteur de l'étage courant.....	03,06m.

### 1.3/ Eléments de l'ouvrage

#### a. Ossature (éléments principaux)

La structure est constituée par des voiles et portiques. Conformément au **RPA 2003**, le contreventement pour les structures qui dépassent une hauteur de 14m, est assuré à la fois par des voiles et des portiques.

#### b. Escaliers

Notre structure est munie d'une cage d'escalier à deux volées droits et un palier de repos intermédiaire, réalisé en béton armé. Il est constitué par une série de marches et contremarches, permettant de relier les différents étages de la construction.

#### c. Cage d'ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et du matériel. Notre bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur qui sera constituée de voiles en béton armé et coulée sur place.

#### d. Acrotère

La terrasse sera entourée d'une acrotère de 0.65m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place. Elle joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

**e. Balcons**

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

**f. Planchers**

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides ayant plusieurs fonctions. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour un plancher en corps creux pour les étages et une dalle pleine pour le balcon

**g. Maçonnerie**

On distingue deux types :

- les murs de façades seront réalisés en doubles cloisons, des briques creuses de 10 cm à l'extérieur et de 10 cm à l'intérieur, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simples cloisons de briques de 10cm d'épaisseur.

**h. Système de coffrage**

On opte pour :

- ✓ un coffrage métallique, dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles.
- ✓ un coffrage classique en bois pour les portiques.

**i. Fondations**

On appelle « fondations » toute partie enterrée d'un ouvrage qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.). Ces éléments sont en béton armé, transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix de la fondation se fera selon :

- l'importance et l'implantation de l'ouvrage,
- caractéristiques mécaniques du sol.

**1.4/ Réglementation utilisée**

Le calcul et le dimensionnement de notre structure sera mené conformément à la réglementation suivante :

- ✓ règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91, modifié 99**),
- ✓ règles parasismiques algériennes (**RPA 99, modifié 2003**),
- ✓ charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**),
- ✓ conception et calcul des structures en béton armé (**CBA 93**).

**1.5/ Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les matériaux jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est un compromis entre divers critères tel que : le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau.

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

### 1.5.1/ Béton

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

Dans le cas général, la composition est :

- \*Sable propre.....380 à 450 cm<sup>3</sup>.
- \*Gravier .....750 à 850 cm<sup>3</sup>.
- \*Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m<sup>3</sup>.
- \*Eau de gâchage.....150 à 200 l/m<sup>3</sup>.

#### - Résistance caractéristiques à la compression $f_{cj}$

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ . Elle est obtenue par un essai de compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Nous considérons pour notre étude,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est donnée par la relation du (BAEL 91 : Art A.2.1 ,12).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots \dots \dots (1.1)$$

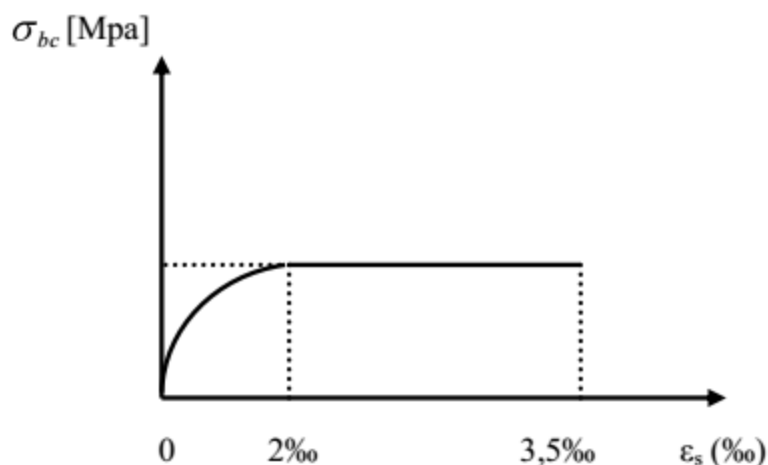
Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , nous obtenons  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

#### 1.5.1.1/ Contraintes limites du béton

##### a. Contrainte limite de résistance à la compression

##### ✓ Etat limite ultime

Pour le calcul à l'ELU, nous adoptons le diagramme (contrainte –déformation) illustré dans la figure (1.1) suivante :



**Figure 1.1:** Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Selon le (BAEL 91 : Art A 4.3, 41), la contrainte de résistance à la compression est calculée

comme suit :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_x \gamma_b} \dots \dots \dots (1.2)$

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton à la compression.

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

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est 24 heures,
- $\theta = 0.9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0.85$  : si la durée d'application est 1 heure.

$\gamma_b$  est un coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1.5$  .....situation durable.
- $\gamma_b = 1.15$ .....situation accidentelle.

**Situation courante**

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

**Situation accidentelle**

$f_{bu} = 21.74 \text{ Mpa}$

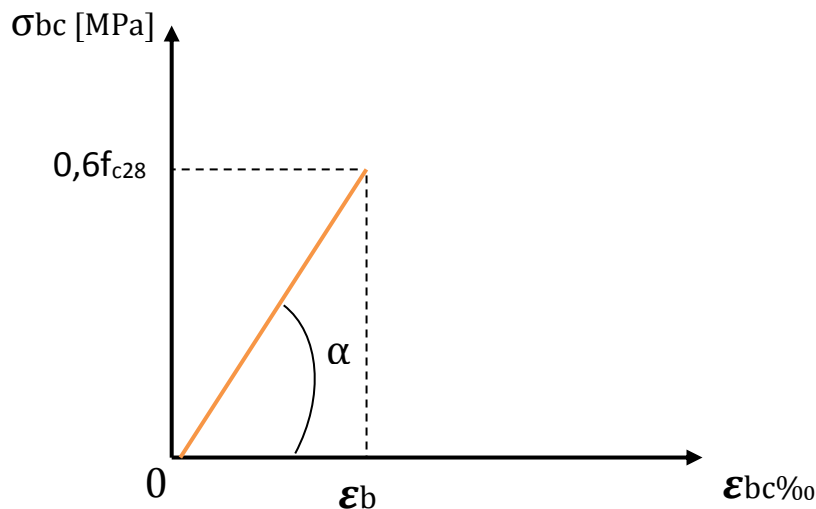
✓ **Etat limite de service**

Selon le (BAEL 91 : Art A.4.5, 2), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots (1.3)$

Dans notre cas, la contrainte de compression est égale à :  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Dans ce cas, on suppose que le diagramme reste dans le domaine linéaire



**Figure 1.2:** Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

**b. Contrainte limite de cisaillement**

Selon le (BAEL 91/ Art A.5.1, 211), la contrainte de cisaillement ultime ( $\tau_u$ ) est donnée par les expressions suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] \dots\dots\dots(1.4)$

Dans notre cas, la contrainte de cisaillement est égale à :  $\tau_u = 3.33 \text{ [MPa]}$

- Cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\tau_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \dots\dots\dots(1.5)$$

Dans notre cas, la contrainte de cisaillement est égale à :  $\tau_u = 3.26$  [MPa]

### 1.5.1.2/ Module de déformation longitudinale

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

#### a. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ »

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots(1.6)$$

Pour  $f_{c28} = 25$  [MPa]  $E_{ij} = 32164.2$  [MPa]

#### b. Module de déformation longitudinal différé du béton (charge de longue durée)

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots(1.7)$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa :  $E_{vj} = 10819$  MPa

#### c. Module de déformation transversal

Selon le (BAEL 99/Art 2.1.3), il est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (1.8)$$

Avec :

- E : module de Young,
- $\nu$  : coefficient de poisson.

### 1.5.1.3/ Coefficient de Poisson ( $\nu$ )

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et de la déformation longitudinale relative. Selon le (BAEL 91 : Art A.2.1, 3)

- $\nu = 0.2$  → à l'ELS
- $\nu = 0$  → à l'ELU

### 1.5.2/ Acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- ✓ Les aciers à haute adhérence **FeE400** et **FeE500** correspondent à des limites d'élasticité garanties de **400 [MPa]** et **480 [MPa]** respectivement.
- ✓ Treillis soudé de type **TS520**.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000$  [MPa].

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  **$f_e$**

Le tableau (1.1) suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

**Tableau 1.1** : Caractéristiques de l'acier

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 droit[Ψ]
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 Ø <6	TS	520	550	8	1.3	1

### 1.5.2.1/ Contraintes limites de l'acier

- **ELU**

Elle est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} \dots\dots\dots (1.9)$$

avec  $fe$ : contrainte limite élastique.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation courante,} \\ 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **ELS**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissurations en limitant les contraintes dans les armatures

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (**BAEL 91/Art A.4.5, 32**),

- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries (**BAEL 91/Art A.4.5, 33**),

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} fe ; \max (0.5fe ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \dots\dots\dots (1.10)$$

- Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés en milieu agressif (**BAEL 91/Art A.4.5, 34**),

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} fe ; \max (0.5fe ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \dots\dots\dots (1.11)$$

Avec :

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciersH.A dont } \emptyset > 6\text{mm} \\ 1.3 & \text{pour les aciersH.A dont } \emptyset < 6\text{mm} \end{cases}$$

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

✓ Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance **feE 400** sont de limite d'élasticité : **fe = 400 MPa**.

✓ Treillis soudé à haute adhérence (Ø 4, 5 mm) sont de limite d'élasticité : **fe = 520 Mpa**.

### 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 solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture. Le diagramme contraintes – déformations à l'ELU selon le **(BAEL 91/Art A.2.2, 2)**, est donné par la figure (1.3). Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

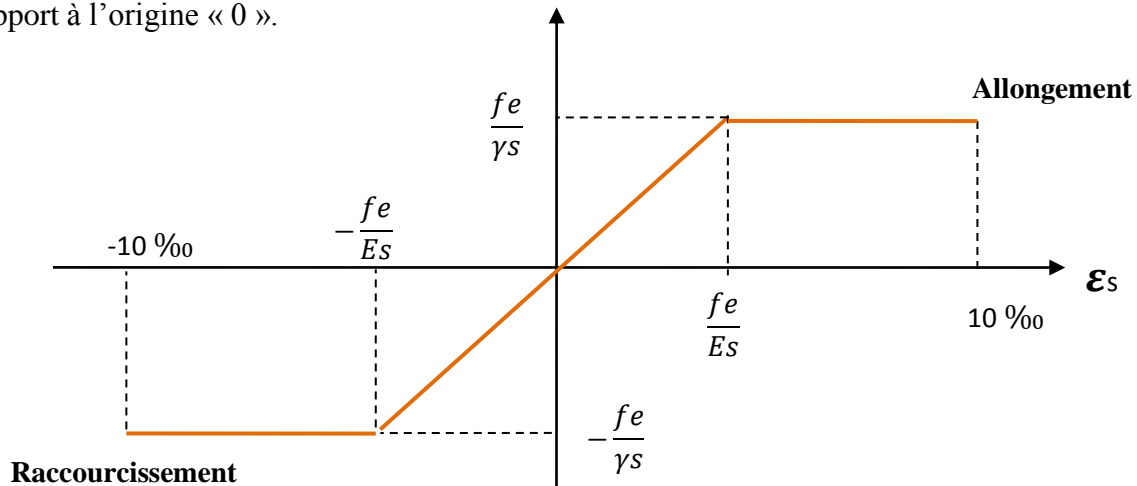


Figure 1.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

#### 1.5.2.2/ Protection des armatures (Art A.7.1 /BAEL91, CBA 93)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit :

- ✓ **C= 5 cm** : Pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- ✓ **C= 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- ✓ **C= 1cm** : Pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

#### 1.6/ Contrainte admissible du sol

Celle-ci est obtenue par le rapport géotechnique donné par le **LABORATOIRE AGREE DE GEOTHECHNIQUE ET DE CONTROLE** :

Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.

Site S2 (ferme).

#### 1.7/ Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous retenons, pour les besoins de calcul dans les chapitres suivants, les résultats ci- dessous :

- contrainte du sol : = 2.5bars,
- résistance caractéristique du béton à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa,
- résistance caractéristique du béton à la traction :  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

# **Chapitre 2**

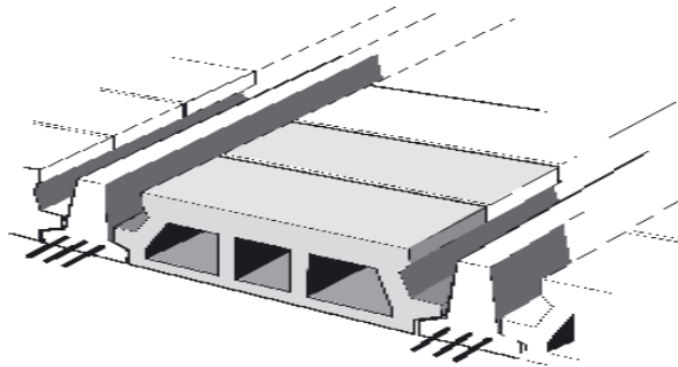
## **Prédimensionnement des éléments**

## Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au prédimensionnement des éléments de notre projet (planchers, poutres, poteaux et voiles), tout en respectant la réglementation en vigueur (**RPA2003, BAEL91 et le DTR**) afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

### 2.1/ Planchers en corps creux

Dans notre structure, nous disposons de planchers en corps creux constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée (figure 2.1).



**Figure 2.1** : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur  $h_t$  du plancher en corps creux est donnée par la relation du (**BAEL91 Art B.6.8, 424**)

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (2.1)$$

$L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles, égale à 350 cm

Ce qui nous donne :  $h_p = 15.55 \text{ cm}$

On opte pour des planchers **(16+4) cm** tel que:

-l'épaisseur du corps creux : **16 cm.**

-l'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**

### 2.2/ Dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée.

#### a. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (2.2)$$

L : étant la largeur de la console, égale à 120cm

Ce qui donne :  $e_p \geq 12 \text{ cm}$  Nous adoptons pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

#### b. Isolation acoustique

L'épaisseur minimale de la dalle est donné par :  $h_0 = \frac{M}{\rho} \dots\dots\dots (2.3)$

M : masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m<sup>2</sup>

$\rho$ : masse volumique du béton

Ce qui donne  $h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$ .

### c. Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, le (DTU, Norme P92-701) préconise une épaisseur minimale de la dalle pleine supérieure à **11 cm**.

Enfin :  $e_p = \max(15, 14, 11) = 15 \text{ cm}$

## 2.3/ Poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles)

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad h/b \leq 4$$

Dans les constructions en béton armé, nous distinguons deux types de poutres :

### ➤ Poutres principales PP

\*Hauteur « h » :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{max} = 460 - 35 = 425 \text{ cm}$$

$$425/15 \leq h \leq 425/10 \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

On prend : **h=40 cm**.

**h ≥ 30 (condition vérifiée).**

\*La largeur « b » :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2.5)$$

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **b=30cm**

**b ≥ 20 (condition vérifiée).**

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.33 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

\*Section adoptée Poutres principales PP (30x40)

### ➤ Poutres secondaires PS

\*Hauteur « h » :

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

$$L_{max} = 380 - 35 = 350 \text{ cm}$$

$$350/15 \leq h \leq 350/10 \Rightarrow 23.3 \leq h \leq 35$$

On prend: **h=30 cm**

**h ≥ 30 (condition vérifiée).**

\*La largeur « b » :

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

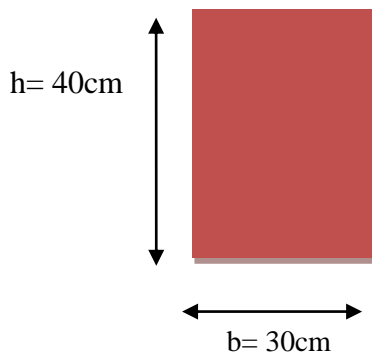
$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **b=20 cm**

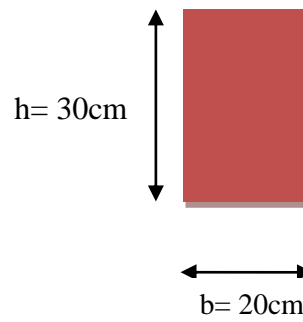
**b ≥ 20 (condition vérifiée).**

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

\*Section adoptée : Poutres secondaires PS (20x30)



**Poutre Principale PP**



**Poutre secondaire PS**

### 2.4/ Poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS), en compression simple, sous l'effort normal  $N_s$ . Nous procéderons alors au calcul de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité, en tenant compte de la dégression des charges. La section du poteau est donnée par la formule :

$$S_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots (2.6)$$

Avec :  $N_s = G + Q$ .

$S_p$  : section transversale du poteau,

$N_s$  : effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau, avec :  $N_s = G + Q$

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite à la compression du béton donnée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots \dots \dots (2.7)$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes, en zone IIa :

-  $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm,}$

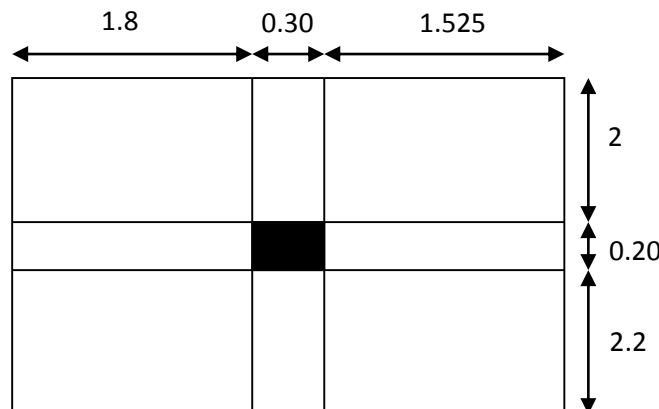
-  $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{10}$

-  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4$

### 2.5/ Descente de charge

#### 2.5.1/ Surface d'influence

Le calcul est effectué par le poteau le plus sollicité est « E5 » (voir plan).



**Figure 2.2 : Surface d'influence**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 1.775 \times 2,2 = 3.905 \text{ m}^2. \\ S_2 = 1,525 \times 2,2 = 3.30 \text{ m}^2. \\ S_3 = 1,8 \times 2 = 3.55 \text{ m}^2. \\ S_4 = 1.525 \times 2 = 3.00 \text{ m}^2. \end{array} \right\} S = 13.755 \text{ m}^2$$

## 2.6/ Détermination des charges et surcharges

### 2.6.1/ Charges permanentes :

- Terrasse inaccessible :
  - a. Plancher terrasse (inaccessible)

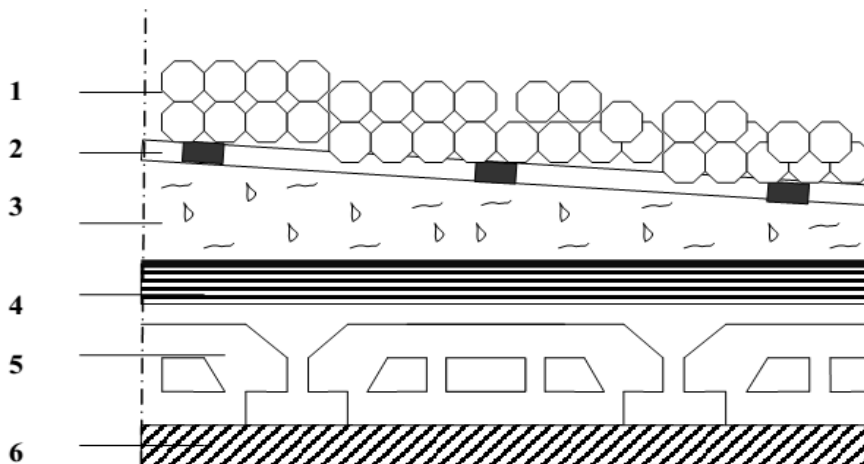


Figure 2.3 : Présentation du plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.2 : Charge permanente de la terrasse

N°	Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	17	0.050	0.95
2	Étanchéité multicouche	6	0.020	0.12
3	Forme de pente	22	0.07	1.54
4	Feuille de polyane	4	0.04	0.01
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				<b>G=5.78</b>

## b. Etage courant, RDC

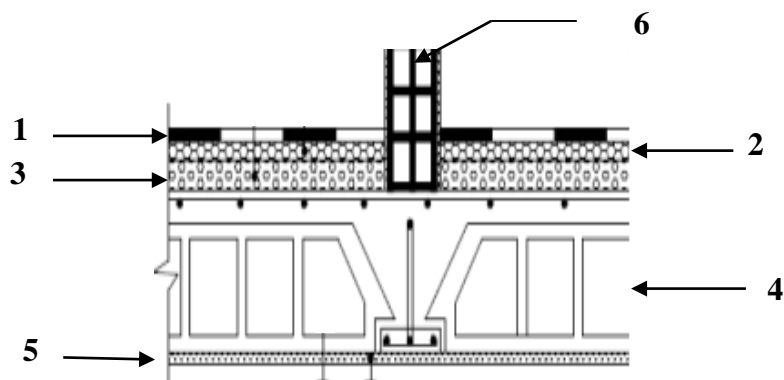


Figure 2.4 : Présentation du plancher étage courant

Tableau 2.3 : Charge permanente de l'étage courant

N °	Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.44
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher à corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
6	Cloisons en briques creuses	9	0.1	0.9
				<b>G=5.14</b>

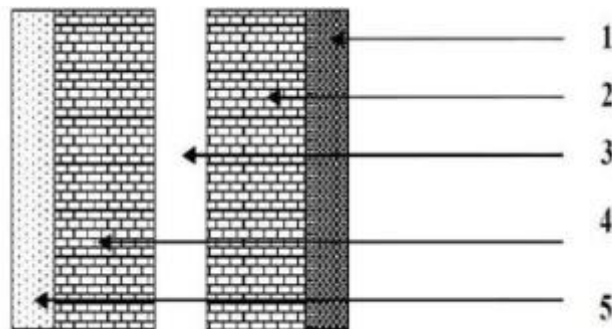
## c. Dalle pleine (balcons)

Tableau 2.4 : Charge permanente du balcon

N °	Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0.02	0.40
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit de ciment	10	0.02	0.36
				<b>G=5.27</b>

**d. Murs extérieurs :**

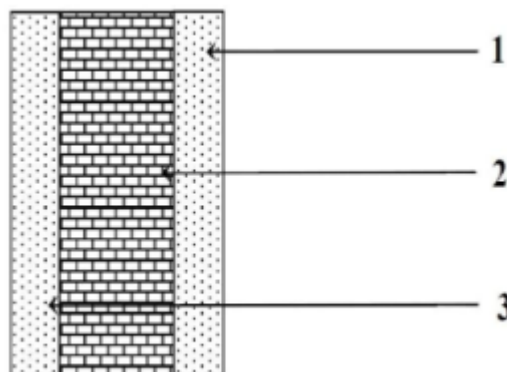
Ils seront en double parois en briques creuses.



**Figure 2.5 :** Présentation du mur extérieur

**Tableau 2.5 :** Charge permanente du mur extérieur

N °	Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.40
2	Brique	9	0.10	0.9
3	Lame d'air	00	0.05	00
4	Brique	9	0.10	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				<b>G=2.40</b>

**e. Mur intérieur**

**Figure 2.6 :** Présentation du mur intérieur

**Tableau 2.6 :** Charge permanente du mur intérieur

N °	Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2	Brique	9	0.10	0.9
3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				<b>G=1.3</b>

### f. L'acrotère

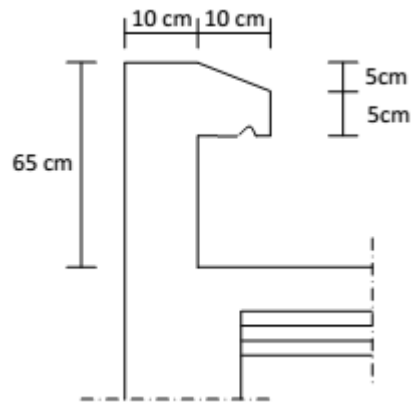


Figure 2.7 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = 25[(0.65 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 1.8 \text{ kN/ml}$$

### 2.6.2/ Surcharges d'exploitation

Tableau 2.7: Surcharges d'exploitation de tous les éléments

Eléments	Surcharges Q (kN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1
Terrasse inaccessible	1
Etage courant	1.5
RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

### 2.6.3/ Calcul du poids propre et des surcharges d'exploitations des éléments

#### ➤ Planchers

##### Plancher terrasse

$$G = 13.755 \times 5.78 = 79.5039 \text{ KN}$$

$$Q = 13.755 \times 1 = 13.755 \text{ KN.}$$

##### Plancher étage courant

$$G = 13.755 \times 5.14 = 70.7007 \text{ KN}$$

$$Q = 13.755 \times 1.5 = 20.6325 \text{ KN}$$

##### Plancher RDC

$$G = 13.755 \times 5.14 = 70.7007 \text{ KN}$$

$$Q = 13.755 \times 1.5 = 20.6325 \text{ KN}$$

➤ **Poutres**

Poutres Principales (25x40) :  $G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 4.25) \times 25 = 12.75 \text{ KN}$

Poutres Secondaires (20x30) :  $G_{ps} = (0.2 \times 0.3 \times 3.5) \times 25 = 5.25 \text{ KN}$

$$G = G_{pp} + G_{ps} = 12.75 + 5.25 = 18 \text{ KN}$$

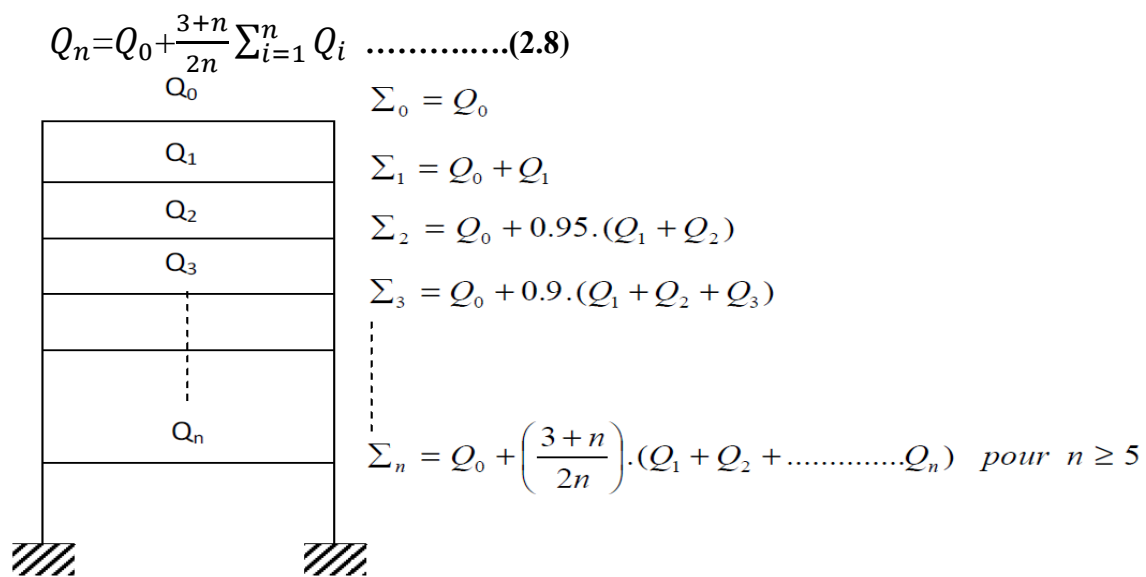
➤ **Poteaux**

RDC  $G = 0.35 \times 0.35 \times 2.86 \times 25 = 8.758 \text{ KN}$

Etage courant  $G = 0.35 \times 0.35 \times 2.86 \times 25 = 8.758 \text{ KN}$

**2.7/ Dégression verticale des surcharges d'exploitations**

Le document technique réglementaire (**DTR-BC, 22**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5. La loi de dégression des surcharges est comme suit :



Dans notre cas, les surcharges d'exploitation sont égales à  $Q_0$  pour le toit ou la terrasse, à  $Q$  pour les étages courants et à  $Q'$  pour le RDC .

Donc la loi de dégression sera comme suit :

**Terrasse :**  $Q_0 = 13.755 \text{ KN}$

**Niveau 7 :**  $Q_0 + Q = 13.755 + 20.947 = 34.3875 \text{ KN}$

**Niveau 6 :**  $Q_0 + 0.95 (2Q) = 13.755 + 0.95 (2 \times 20.6325) = 52.95675 \text{ KN}$

**Niveau 5 :**  $Q_0 + 0.90 (3Q) = 13.755 + 0.90 (3 \times 20.6325) = 69.46275 \text{ KN}$

**Niveau 4 :**  $Q_0 + 0.85 (4Q) = 13.755 + 0.85 (4 \times 20.6325) = 83.9055 \text{ KN}$

**Niveau 3 :**  $Q_0 + 0.80 (5Q) = 13.755 + 0.80 (5 \times 20.6325) = 96.285 \text{ KN}$

**Niveau 2 :**  $Q_0 + 0.75 (6Q) = 13.755 + 0.75 (6 \times 20.6325) = 106.60125 \text{ KN}$

**Niveau 1 :**  $Q_0 + 0.714 (7Q) = 13.755 + 0.714 (7 \times 20.6325) = 116.876235 \text{ KN}$

**RDC :**  $Q_0 + 0.688 (7Q + Q') = 13.755 + 0.688 [(7 \times 20.6325) + 20.6325] = 127.31628 \text{ KN}$

**Tableau 2.8 :** récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Poids des planchers (kN)	Poids des poutres (kN)	Poids des poteaux (kN)	Somme $G=\sum G_i$ (kN)	G cumulée (kN)	Q (kN)	Q cumulée (kN)	N= G+Q (kN)	$S_p = \frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	Section Adoptée (cm <sup>2</sup> )
terrasse	79.5039	18	8.75875	106.262	106.262	13.755	13.755	120.017	80.0117667	(30x35)
7	70.7007	18	8.75875	97.4594	203.722	20.6325	34.387	238.109	158.739733	(30x35)
6	70.7007	18	8.75875	97.4594	301.181	20.6325	55.02	356.201	237.4677	(30x35)
5	70.7007	18	8.75875	97.4594	398.641	20.6325	75.652	474.293	316.195667	(35x40)
4	70.7007	18	8.75875	97.4594	496.100	20.6325	96.285	592.385	394.923633	(35x40)
3	70.7007	18	8.75875	97.4594	593.559	20.6325	116.91	710.477	473.6516	(35x40)
2	70.7007	18	8.75875	97.4594	691.019	20.6325	137.55	828.569	552.379567	(40x45)
1	70.7007	18	8.75875	97.4594	788.478	20.6325	158.18	946.661	631.107533	(40x45)
RDC	70.7007	18	8.75875	97.4594	885.938	20.6325	178.81	1064.75	709.8355	(40x45)

**Tableau 2.9 :** Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone Iia

Vérification / Niveaux	Section adoptée	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ 25 cm,	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} < 4$
RDC Niveau 1et2	(40x45)	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
Niveau 3 4 et 5	(35x40)	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
Niveau 6 7 et Terrasse	(30x35)	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

## 2.8/ 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 des poteaux sont :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots \dots \dots (2.9)$$

Avec :

**L<sub>f</sub>**: longueur de flambement (  $L_f = 0.7 L_0$  ) ;

**i**: rayon de giration (  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  )

**L<sub>0</sub>** : hauteur libre du poteau ;

**S** : section transversale du poteau ( b x h ) ;

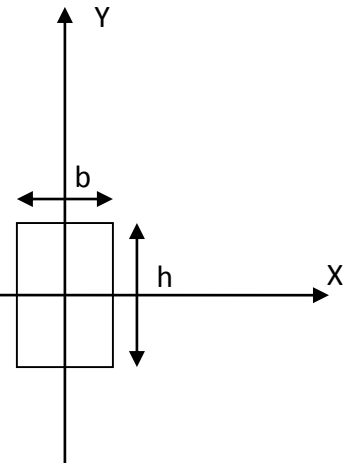
$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$   $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )..... (2.10)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Nous considérons le poteau (30x35) pour la vérification du flambement:

$L_0 = 3.06m$

$\lambda = 21.20 < 50$  condition vérifiée.



**2.9/ Voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) qui préconise la condition :  $L \geq 4a$ .

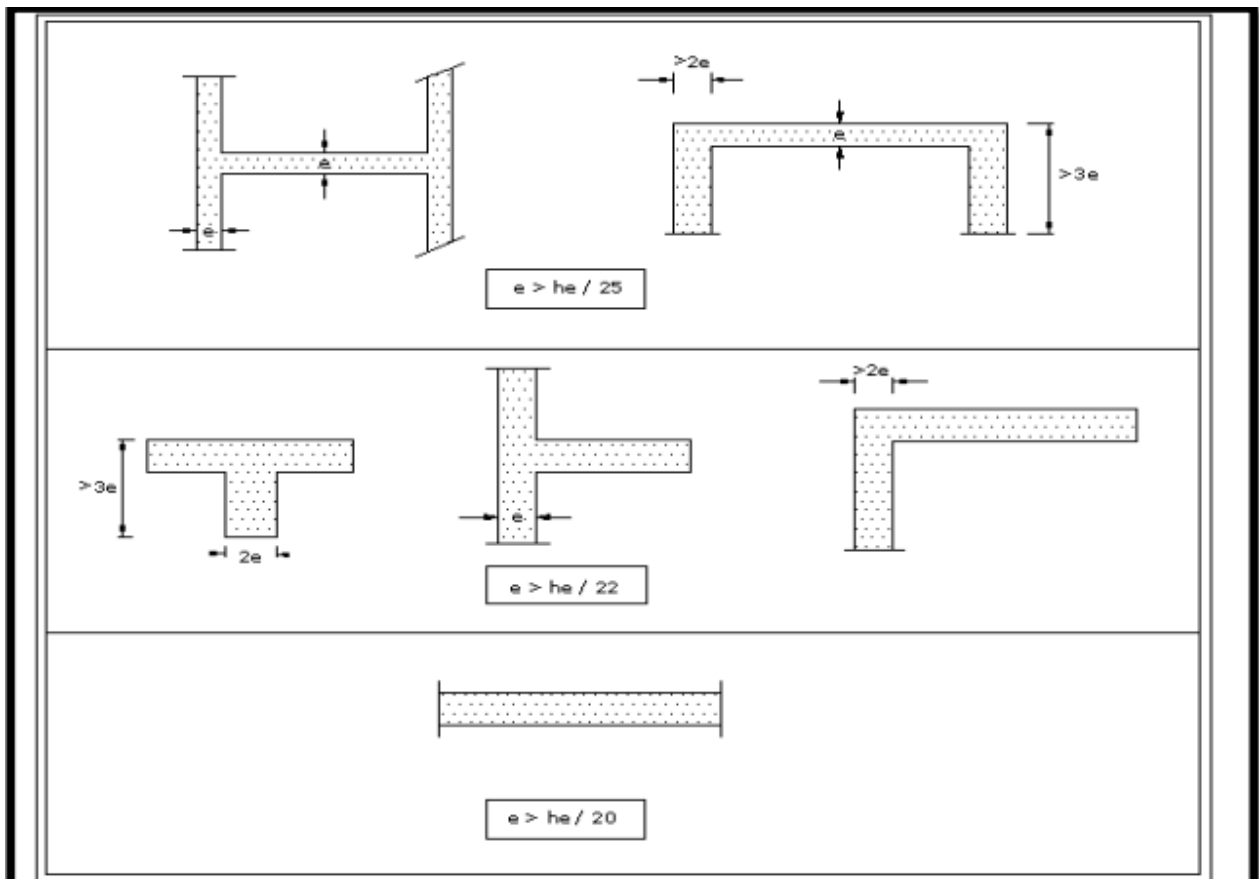
Avec

$a$  : épaisseur des voiles,

$L$  : longueur minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$a \geq \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} \dots\dots\dots(2.11)$$



**Figure 2.7 : Coupes de voiles en plan**

**Tableau 2.10** : détermination de l'épaisseur du voile

Niveau	hauteur libre de l'étage (he)	Epaisseur du voile (ep) $E_p = \frac{h_e}{20}$ cm
RDC	306-20= 286	14.3
Etage courant	306-20= 286	14.3

**Largeur du voile du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

avec :

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$L=200 \geq 4 \times 20=80 \text{ cm.}$$

**La condition est vérifiée.**

**Conclusion**

Les résultats du prédimensionnement sont récapitulés comme suit :

- épaisseur du plancher à corps creux :  $h_p = 20$  cm. C'est-à-dire (16+4),
- épaisseur de la dalle des balcons :  $e_p = 15$  cm,
- épaisseur des voiles :  $a = 20$  cm,
- section des poutres : poutres principales (30x40) et les poutres secondaires (20x30) ;
- section des poteaux (tableau 2.11) :

**Tableau 2.11**: récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux

Niveau	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC ,1 et 2	(40x45)
3 ,4 et 5	(35x40)
6 ,7 et terrasse	(30x35)

# **Chapitre 3**

## **Calculs des éléments**

## Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, la salle machine, les balcons et les planchers à corps creux.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des **charges permanentes et des surcharges d'exploitation**.

### 3.1/ L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 65cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre  $G$  et une charge d'exploitation latérale estimée à  $1\text{KN/ml}$ , due à la main courante provoquant un moment  $M$  dans la section d'encastrement.

Le calcul s'effectue pour une bande de  $1\text{ml}$  en **flexion composée**, la fissuration est considérée comme **préjudiciable** car l'acrotère est exposé aux intempéries.

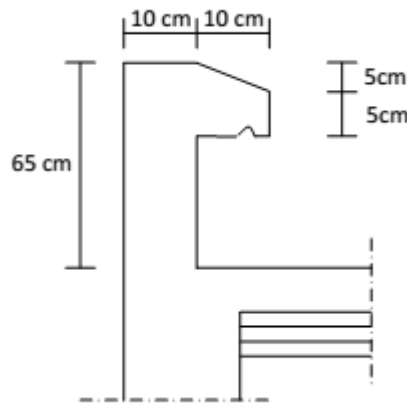


Figure 3.1 : Coupe verticale de l'acrotère

#### 3.1.1/ Calcul à L'ELU

##### a. Evaluation des sollicitations

###### - Poids propre :

$$G = \rho \times S \dots \dots \dots (3.1)$$

Avec

$\rho$ : Masse volumique du béton.

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.65 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 1.8\text{kN/ml}$$

###### - Surcharge d'exploitation

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

###### - Effort normal $N$ dû au poids propre $G$

$$N_G = G \times 1 = 1.8\text{ KN}$$

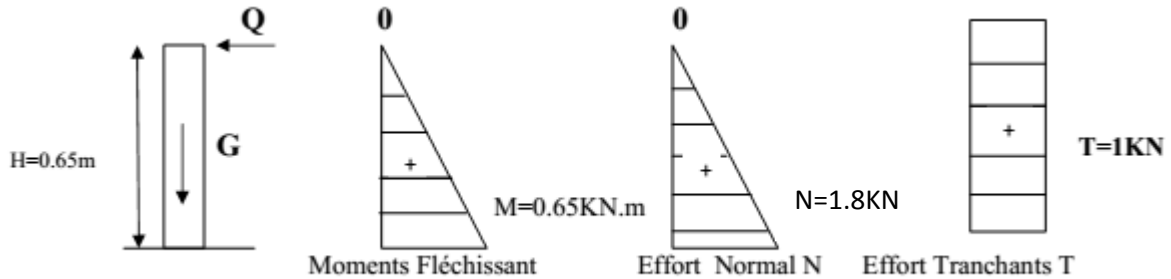
- **Moment fléchissant M dû à la surcharge Q**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant T**

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$$

**b. Schémas statique**



**Figure 3.2 :** Diagramme des moments et des efforts

**c. Combinaisons de charges**

• **E L U**

La combinaison est  $1.35G + 1.5Q$  ..... (3.2)

**Effort normal de compression :**  $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.8 = 2.43 \text{ kN}$

**Moment de flexion :**  $M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant :**  $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

• **E L S**

La combinaison est  $G + Q$  ..... (3.3)

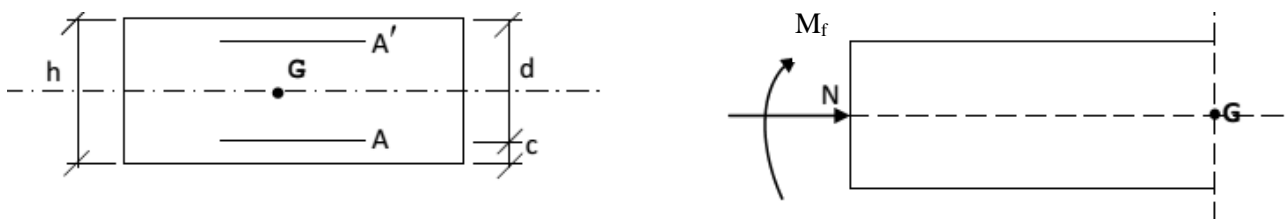
**Effort normal de compression :**  $N_s = G = 1.8 \text{ kN}$

**Moment de flexion :**  $M_s = M_Q = 0.65 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant :**  $T_s = T = 1 \text{ kN}$

**d. Ferrailage**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en **flexion composée**, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment  $M_f$ .



**Figure 3.3 :** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :

c : enrobage

e : Excentricité

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

Avec :  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 8 \text{ cm}$  ;  $c = e = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

• **Position du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \dots \dots \dots (3.4)$$

$$e_u = \frac{0.975}{2.43} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \implies \frac{M_u}{N_u} = 40 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c$$

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

• **Calcul en flexion simple**

✓ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g \dots \dots \dots (3.5)$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.40 + 0.03 = 0.43 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2.43 \times 0.43 = 1.0449 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \dots \dots \dots (3.6)$$

$$\mu = \frac{1.0449 \times 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14.2} = 0.0115$$

$\mu = 0.0115 < \mu_l = 0.392 \implies$  **S . S . A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).  
Du tableau

$$\mu = 0.0115 \implies \beta = 0.9945$$

✓ **Armatures fictives** (Flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$A_f = \frac{1.0449 \times 10^3}{0.9945 \times 8 \times 348} = 0.377 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.377 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures réelles** (Flexion composée)

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots \dots \dots (3.8)$$

$$A_{st} = 0.377 - \frac{2430}{348 \times 100} = 0.307 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2$$

**3.1.2/ Vérification à l'ELU**

a. **Condition de non fragilité** (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (3.9)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$ . La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où  $A_s = \max(A_{\min}; A_{st})$ .

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{\min} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad A_r = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 65/3 = 21 \text{ cm}$

**b. Vérification au cisaillement** (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

Il y a lieu de vérifier la condition :  $\tau_u < \bar{\tau}$

Nous avons une fissuration préjudiciable,

$$d'où \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots (3.10)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots (3.11)$$

Avec  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  **(Condition est vérifiée).**

**c. Vérification de l'adhérence des barres** (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s$  coefficient de scellement (aciers HA  $\rightarrow \Psi_s = 1.5$ )

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des barres  $\sum u_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\left. \begin{matrix} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \end{matrix} \right\} \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$

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

**d. Ancrage des armatures**

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

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{on adoptera} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

**e. Espacement**

○ **Armatures principales :**  $St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$$St < \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

○ **Armatures de répartition :**  $St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$$St < \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$St = 21 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

**3.1.3/ Vérification à L'ELS**

• **Calcul du centre de pression**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \dots \dots \dots (3.13)$$

$$e_s = \frac{0.65}{1.8} = 0.36 \text{ m} \quad e_s = 36 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c \dots \dots \dots (3.14)$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \iff \frac{M_s}{N_s} = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (3.15)$$

$\sigma_{bc}$  : contrainte dans le béton comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite dans le béton comprimée.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (3.16)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \dots \dots \dots (3.18)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \dots \dots \dots (3.19)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \text{du tableau} \quad \beta_1 = 0.920 \quad K_1 = 47.50 \quad \alpha_1 = 0.24$$

$$d'où \sigma_s = \frac{0.65 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 201} = 43.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{43.93}{47.50} = 0.924 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.924 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**La condition est vérifiée**

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier** (BAEL91 mod99/Art A-4-5,33)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \dots \dots \dots (3.20)$$

avec :  $\sigma_{st}$  : contrainte dans les aciers tendues

$\overline{\sigma}_{st}$  : contrainte limite dans les aciers tendues

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} \quad \dots \dots \dots (3.21)$$

$\eta = 1.6$  : Coefficient de fissuration (acier HA),  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; \max \left( 0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0.65 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^{-2}} = 43.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

**La condition est vérifiée.**

### 3.1.4/ Vérification de l'acrotère au séisme

L'action des forces horizontales «**F<sub>p</sub>**» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «**Q**». Le **RPA99** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$\mathbf{F_p} = 4 \times \mathbf{A} \times \mathbf{C_p} \times \mathbf{W_p} \dots \dots \dots (3.22) \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone. (A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

W<sub>p</sub> : poids de l'acrotère égale à ; 1.8 kN/ml ;

C<sub>p</sub> (facteur de force horizontale) = 0.8

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8 = 0.864 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow$  (**Condition vérifiée**).

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique FP, d'où le ferrailage adopté précédemment

### 3.1.5/ Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 4HA8 / ml, avec St = 25 cm
- Armatures de répartition 3HA8, avec St = 21 cm

→ Le plan de ferrailage est en annexe

### 3.2/ Plancher

Notre structure dispose des planchers en corps creux, constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en section T disposées suivant la petite portée distante de 65cm entre axes et assurant la fonction de portance (figure 3.3).
- Le corps creux qui repose sur les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique (figure 3.4).
- Une dalle de compression en béton armée.

Notre structure présente des planchers à corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévues.

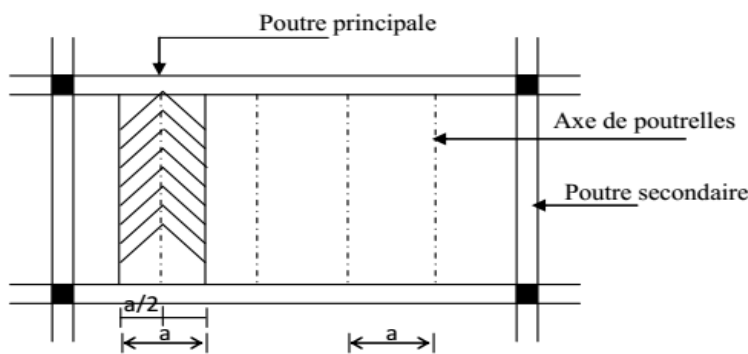


Figure 3.4 : Surfaces revenant aux poutrelles

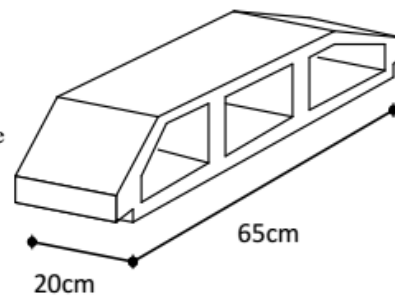


Figure 3.5: Corps creux

#### 3.2.1/ Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm à 5cm d'épaisseur est coulée sur place. Elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissuration par retrait,
- résister aux effets de charges appliquées,
- reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines,

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} \dots \dots \dots (3.23)$$

Avec :

$l = 65$  cm: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520$  MPa: Limite d'élasticité.

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

$A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ , avec un espacement **St**=20 cm

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A// = \frac{A\perp}{2} \dots\dots\dots (3.24)$$

$$A// = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$A// = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (5 × 5 × 200 × 200).

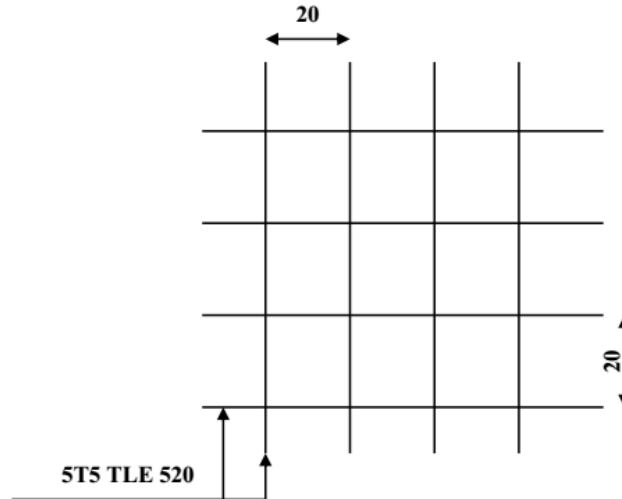


Figure 3.6 : Schéma statique du treillis soudé

**3.2.2/ Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives. Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

**3.2.2.1/ Avant le coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travail en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Sa section est de (4x12) cm<sup>2</sup> (figure 3.6).

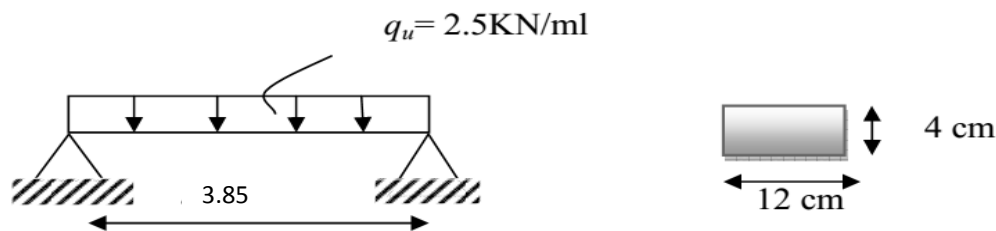


Figure 3.7: Schéma statique de la poutrelle

• **Charges et surcharges**

Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux (16 cm) :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier = 1 KN/ml.

- **Calcul à l'ELU**

- a. **Combinaison des charges**

$$q_u = 1.35 G + 1,5 Q$$

Avec

$$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

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

Ce qui donne

$$q_u = 1.35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

- b. **Ferraillage à l'état limite ultime**

Le calcul se fera en flexion simple :

c. Calcul du moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q l^2}{8} \dots\dots\dots (3.25)$$

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,85^2}{8} = 4,63 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q l}{2} \dots\dots\dots (3.26)$$

$$T_u = \frac{q l}{2} = \frac{2,5 \times 3,85}{2} = 4,81 \text{ KN}$$

e. Calcul des armatures :

$$b = 12 \text{ cm; } d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm; } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.63 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.79 > \mu = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

**Conclusion:**

Les armatures comprimées sont nécessaires, et sachant que la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de disposer des armatures de compression. Ce qui nous oblige à prévenir des étais intermédiaires pour aider les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**3.2.2.2/ Après coulage de la dalle de compression**

Dans ce cas, le calcul sera conduit en considérant la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec un inertie constant reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

### 3.2.2.3/ Détermination des dimensions de la section en T

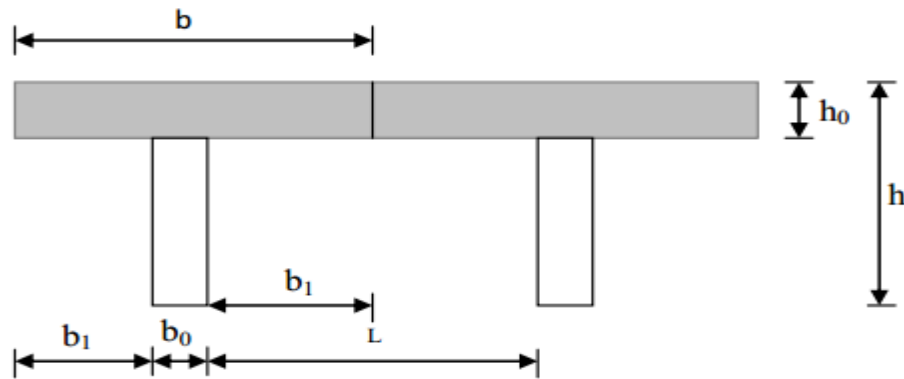


Figure 3.8 : Schéma de la table de compression

20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.

33cm pour les armatures  $//$  aux poutrelles.

avec:

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

$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux.

$b_0=12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle.

$h_0=4\text{cm}$  : épaisseur de la dalle de compression.

$L_1$  : longueur de la plus grande travée :  $L_1=3.85\text{ m}$ ,

$L$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles :  $L=65-12=53\text{ cm}$

La largeur de l'hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes:

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right) \dots \dots \dots (3.27)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{385}{10} = 38.5\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5\text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40\text{cm} \quad \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

Soit :  $b_1 = 26,5\text{cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65\text{cm}$ .

### 3.2.2.4/ Choix de la méthode

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

#### • Poids du plancher

$$G = 5.14 \times 0.65 = 3.341\text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975\text{ KN/ml}$$

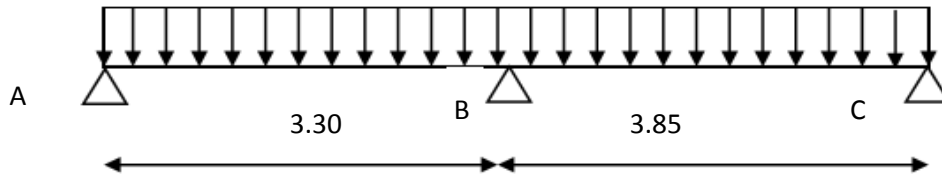
#### • Combinaison de charge

$$\text{A l'ELU: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.341) + 1.5(0.975) = 5.973\text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + Q = 3.341 + 0.975 = 4.316\text{ KN/ml}$$

Dans notre projet, 03 types de poutres sont à étudier : une poutre reposant sur 03 appuis, une poutre reposant sur 05 appuis et une poutre reposant sur 10 appuis.

**1<sup>er</sup> cas** : poutre continue reposant sur 03 appuis



**Figure 3.9** : Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis

### 3.2.2.5/ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

-La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$$Q \leq \max (2G; 5\text{KN/ml}) \dots\dots\dots (3.28)$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max (6.68; 5 \text{ KN/ml}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

**⇒ La condition est vérifiée.**

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$0.8 < \frac{3.30}{3.85} = 0.85 < 1.25 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

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

### 3.2.2.6/ Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis, à partir d'une fraction fixée de manière forfaitairement de la valeur maximale du moment « **M<sub>0</sub>** » entravée.

### 3.2.2.7/ Exposé de la méthode

La valeur **M<sub>t</sub>** doit vérifier les conditions suivantes tel que :

$$1) \text{ Moment en travées : } M_t \geq \max \left( \{ 1.05 ; (1+0.3\alpha) \} \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right) \dots\dots\dots (3.29)$$

$$2) \text{ Moment en travées Intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (3.30)$$

$$3) \text{ Moment en travées de Rive : } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (3.31)$$

$$M_0: \text{ Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison } M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

L: Longueur entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub>: Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M<sub>w</sub> et M<sub>e</sub>: moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

✓ Pour les poutres de deux travées  $\geq 0.6 M_0$

✓ Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à  $\geq 0.5 M_0$

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à  $\geq 0.4 M_0$

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur (3) appuis

**3.2.3. a/ Application de la méthode forfaitaire**

**3.2.3. a1/ Calcul des rapports des charges**

$\alpha$  est défini par le rapport :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \dots \dots \dots (3.32)$$

avec  $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \dots \dots \dots (3.33)$

$$\alpha = \frac{0.975}{3.341+0.975} = 0.226 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1+0.3\alpha)$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.226	1.0678	0.5339	0.6339

**3.2.3. a2/ Calcul des moments isostatique**

**En travée**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \dots \dots \dots (3.34)$$

Travées	A-B	B-C
L (m)	3.30	3.85
M <sub>0</sub> (KN.m)	8.131	11.067

**En appuis**

$$M_{appui} = \beta M_0^{max} \dots \dots \dots (3.35)$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire $\beta$	0.3	0.6	0.3
M <sub>appui</sub>	3.320	6.640	3.320

### 3.2.3. a3/ Calcul des moments en travées

#### Travée (A – B)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6339 \times 8.131 = 5.154 \\ M_t \geq \max\{ 1.05M_{01} ; (1 + 0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2} = \max( 8.537 ; 8.682 ) = 8.682 - 4.98 = 3.702 \\ M_t = 5.154 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### Travée (B – C)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.6339 \times 11.067 = 7.015 \\ M_t \geq \max\{ 1.05M_{02} ; (1 + 0.3\alpha)M_{02} \} - \frac{M_B + M_C}{2} = \max( 11.620 ; 11.817 ) = 11.817 - 4.98 = 6.837 \\ M_t = 7.015 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

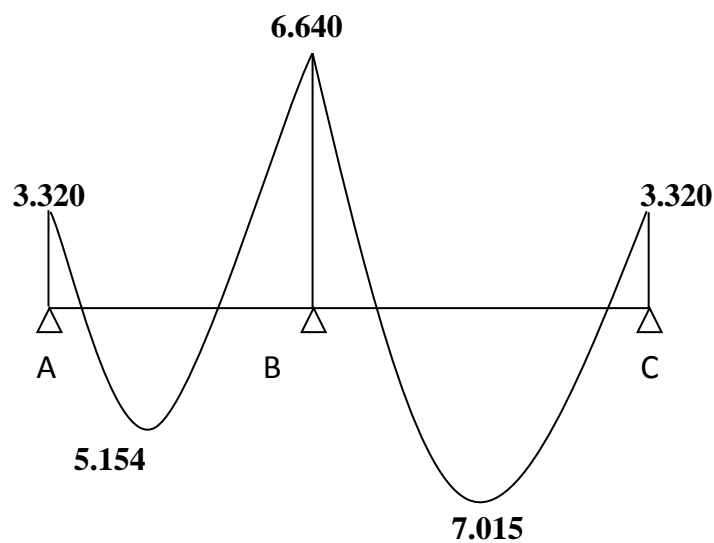


Figure 3.10: Diagramme des moments fléchissant

### 3.2.3. a4/Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{L} \dots\dots\dots (3.36)$$

$$V_w^i = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{L} \dots\dots\dots (3.37)$$

#### ✓ La travée (A-B)

$$V_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$V_A = \frac{5.973 \times 3.30}{2} + \frac{(-6.640) - (-3.320)}{3.30} = 8.849 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{5.973 \times 3.30}{2} + \frac{(-6.640) - (-3.320)}{3.30} = -10.861 \text{ KN}$$

✓ **La travée (B-C)**

$$V_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$V_B = \frac{5.973 \times 3.85}{2} + \frac{(-3.320) - (-6.640)}{3.85} = 12.360 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{5.973 \times 3.85}{2} + \frac{(-3.320) - (-6.640)}{3.85} = -10.636 \text{ KN}$$

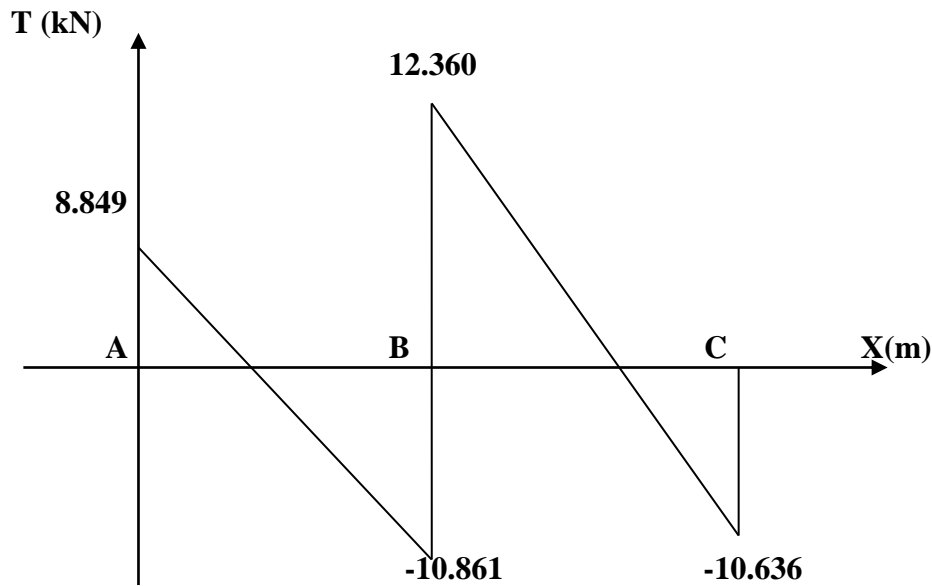


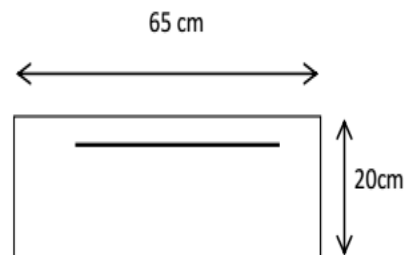
Figure 3.11:diagramme des efforts tranchants

**3.2.4. a/ Ferrailage à l'ELU**

**a. Armatures longitudinales**

La poutrelle sera calculée comme une section en Té avec les caractéristiques géométriques suivantes :

b=65 cm      b<sub>0</sub>=12 cm      h=20 cm      h<sub>0</sub>=4 cm  
 d=0.9h=18 cm.



➤ **En travées**

$$M_{max}^t = 7.015 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \dots\dots\dots (3.38)$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN .m.}$$

$M_0 = 59.072 > M_{max}^t = 7.015 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression. Donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de section (bxh)

Avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots\dots\dots (3.39)$$

$$\mu = \frac{7.015 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.023$$

$\mu = 0.023 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

Du tableau  $\mu = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.9885$ .

$$A_{st}^t = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (3.40)$$

$$A_{st}^t = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.015 \times 10^5}{0,9885 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 1.133 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st}^t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .

➤ **Aux appuis**

$$M_a^{max} = 6.640 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue. La section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.640}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.120$$

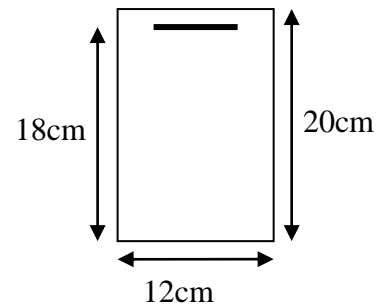
$\mu = 0.120 < 0.392 \Rightarrow$  **S.S.A**

Du tableau :

$$\mu = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.640 \times 10^4}{0.936 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.132 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,132 \text{ cm}^2$  on adopte ; **2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**



**b. Armatures transversales** (BAEL91mod99/Art. A.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) \dots\dots\dots (3.41)$$

$$\Phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = \min (0.57 ; 1.2, 1) = 0.57$$

On adopte **2 HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>**.

**c. Espacement des armatures** (BAEL91mod99/Art. A.5.1.22.)

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2 ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :  $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4$$

On adopte un étrier de  $\emptyset = 8\text{mm}$  et d'espacement de  $S_t = 15\text{cm}$  entre les cadres.

### 3.2.5.a/ Vérification à l'ELU

**a. Condition de non fragilité** (BAEL91 mod99/Art 4.2, 1)

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

Les sections des armatures longitudinales doivent vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

**En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (3.42)$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appuis**

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

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification au cisaillement** (BAEL91 mod99/Art A.5.1, 211)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

$$V_u = V_u^{\text{max}} = 12,360 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{12,360 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,106 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right).$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,106 < \overline{\tau_u} = 3,33 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement** (BAEL91 mod99/Art A6.1, 3)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence) ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$V_u = V_u^{\max} = 12.360 \text{ KN.}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi.$$

n : Nombre de barres.

- **En travée**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.360 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,809 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis**

$$\sum U_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.360 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,215 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**d. Encrage des barres** (BAEL 91 mod99/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

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

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400,  $l_s = 40 \text{ cm.}$

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.  $2\phi = 2 \text{ cm}$

Donc :  $Lc = 0,4 Ls = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

• **Sur béton**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} < \overline{V_u^{\max}} = \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b_0$

$$\overline{V_u^{\max}} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN} \quad \text{On a}$$

$$V_u^{\max} = 12.360 \text{ KN} < \overline{V_u^{\max}} = 129,6 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur acier**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 d})$ .

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 d}) = \frac{1,15}{400} (12.360 \times 10^3 + \frac{6.640 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 153.374 \text{ mm}^2 = 1,53 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

### 3.2.6. a/ Calcul à l'ELS

#### 3.2.6. a1/ Moment de flexion à l'ELS (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u} = 0.722$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.973 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.316 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.722$$

#### Les moments en travées

$$M_{tAB} = 5.154 \times 0.722 = 3.721 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 7.015 \times 0.722 = 5.065 \text{ KN.m}$$

#### Les moments en appuis

$$M_A = 3.320 \times 0.722 = 2.397 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 6.640 \times 0.722 = 4.790 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.320 \times 0.722 = 2.397 \text{ KN.m}$$

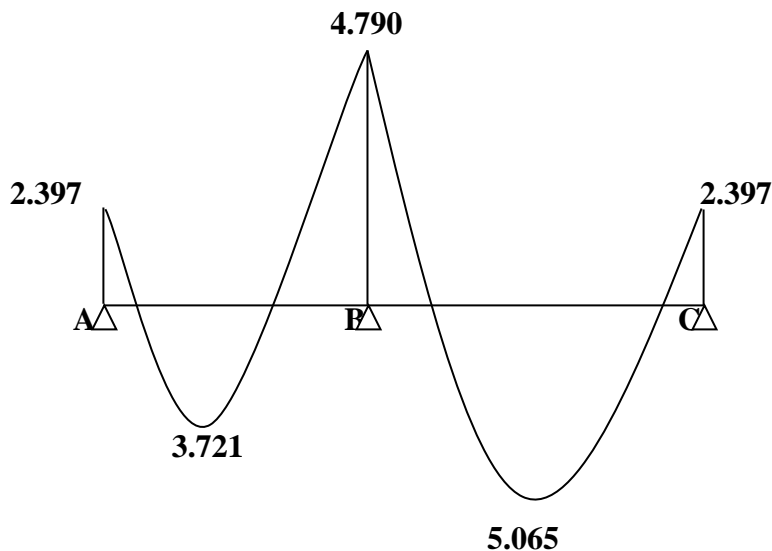


Figure3.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

#### 3.2.6.a2/ Effort tranchant à l'ELS

- Travée (A-B)

$$V_A = 8.849 \times 0.722 = 6.389 \text{ KN}$$

$$V_B = -10.861 \times 0.722 = -7.842 \text{ KN}$$

- Travée (B-C)

$$V_B = 12.360 \times 0.722 = 8.924 \text{ KN}$$

$$V_C = -10.636 \times 0.722 = -7.679 \text{ KN}$$

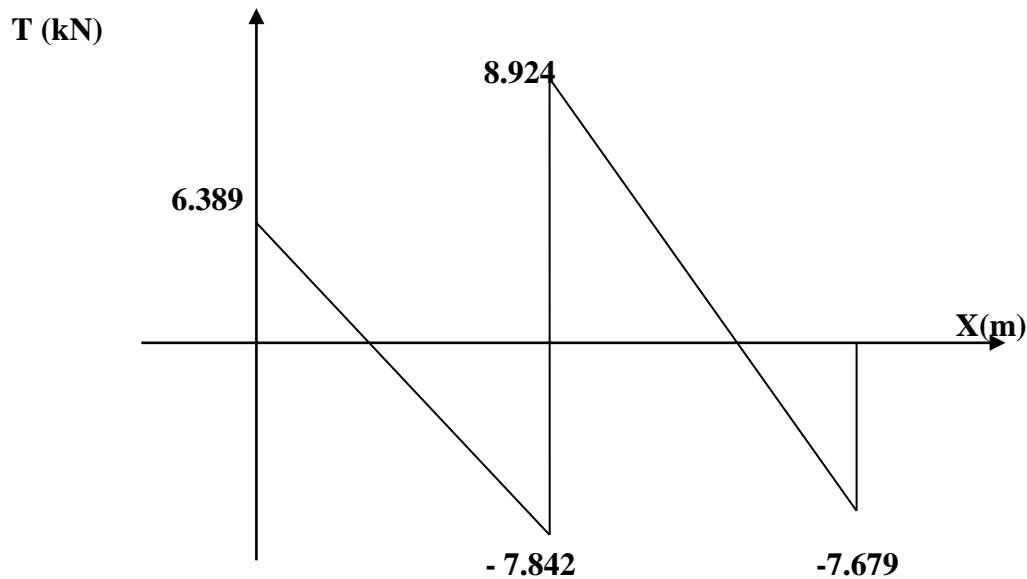


Figure 3.13 :.diagramme des efforts tranchants à l'ELS

**3.2.7.a/ Vérification à l'ELS**

**a. Vérification de la contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

Avec

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \dots\dots\dots (3.44)$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :

$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} \dots\dots\dots (3.45)$

**• En travée**

$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$

$\sigma_s = \frac{5.065 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 204.482 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 204.482 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée**

**• En appuis**

$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$

$\sigma_s = \frac{5.065 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 204.482 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 204.482 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée**

**b. Vérification de la contrainte dans le béton**

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que

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

Avec

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots \dots \dots (3.46)$$

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.482}{25.485} = 8.024 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.024 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.482}{25.485} = 8.024 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.024 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c. Etat limite d'ouverture des fissures**

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**d. Etat limite de déformation**

Selon l'article B.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$-\frac{h}{L} < \frac{1}{22.5} \dots \dots \dots (3.47)$$

$$-\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3.48)$$

$$-\frac{h}{L} < \frac{M_t}{15 M_0} \dots \dots \dots (3.49)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{5.065}{15 \times 7.997} = 0.0422 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

**3.2.8.a/ Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots (3.50)$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée ( $3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$ )

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \dots \dots \dots (3.51)$$

**I<sub>0</sub>**: Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) \dots \dots \dots (3.52)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left[ 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \times \rho} \dots \dots \dots (3.53)$$

Avec : ρ: Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (3.54)$$

▪ **Calcul des paramètres**

$$S_{xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d) \dots \dots (3.55)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18)$$

$$= 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t) \dots \dots (3.56)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^4$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \dots \dots \dots (3.57)$$

$$y_2 = h - y_1 \dots \dots \dots (3.58)$$

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2 \dots \dots (3.59)$$

$$= \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left( 7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.36 \times (12.90 - 2)^2$$

$$= 15894.27667 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.0926 \times 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 139.290 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010926 \times 139.290 + 2.1} ; 0 \right) = 0.449$$

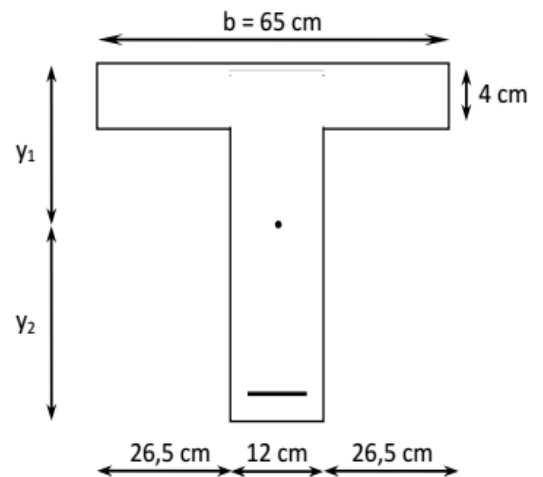
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[ 2 + 3 \times \frac{12}{65} \right] \times 1.0926 \times 10^{-2}} = 1.505$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 15894.27667}{1 + 0.449 \times 1.505} = 10433.392 \text{ cm}^4$$

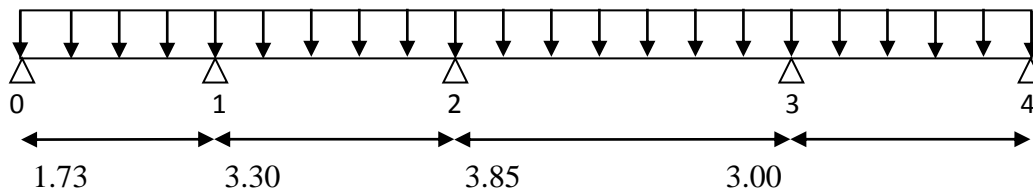
$$f = \frac{5.065 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10818.865 \times 10433.392 \times 10^4} = 6.65 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$f = 6.65 \text{ mm} < \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.



**2<sup>eme</sup> cas :** poutre continue reposant sur 05 appuis



**Figure 3.14 :** Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis

**3.2.3. b/ Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s’applique aux planchers à surcharge d’exploitation modéré. La surcharge d’exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$$Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN} / \text{ml})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max (6.68 ; 5 \text{ KN} / \text{ml}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

$\Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\frac{1.73}{3.30} = 0.52 < 0.8$$

$$0.8 < \frac{3.30}{3.85} = 0.85 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.85}{3.00} = 1.28 > 1.25$$

$\Rightarrow$  **La condition n’est pas vérifiée**

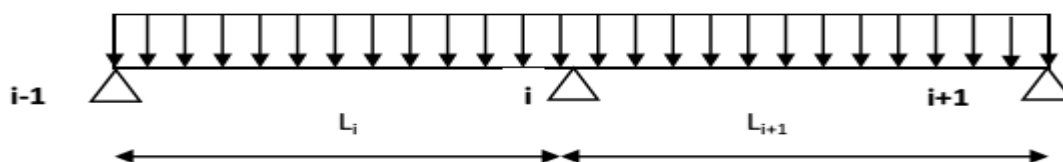
La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n’est pas applicable.

**3.2.3. b<sub>1</sub>/Méthode des trois moments**

C’est un cas particulier de la méthode de force. Elle est basée sur l’équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

**Rappel:**



**Moments aux appuis**

$$M_{i-1} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \dots \dots \dots (3.60)$$

**Moments en travées**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \Rightarrow \text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée } (i+1) \dots \dots \dots (3.61)$$

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} \dots \dots \dots (3.62)$$

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

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_{i+1}} \dots \dots \dots (3.63)$$

**Effort tranchant**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} \dots \dots \dots (3.64)$$

$$\text{Pour } x=i \Rightarrow T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} \dots \dots \dots (3.65)$$

$$\text{Pour } x=i+1 \Rightarrow T_{i+1} = -q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} \dots \dots \dots (3.66)$$

**3.2.3. b.2/ Calcul à l'ELU****Moments aux appuis**

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q_i l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \dots \dots \dots (3.67)$$

**Appuis 0**

$$1.73 M_0 + 2 M_0 (0 + 1.73) + 1.73 M_1 = - q u \frac{1.73^3}{4}$$

$$3.46 M_0 + 1.73 M_1 = - 7.729$$

**Appuis 1**

$$1.73 M_0 + 2 M_1 (1.73 + 3.30) + 3.30 M_2 = - q u \frac{1.73^3 + 3.30^3}{4}$$

$$1.73 M_0 + 10.06 M_1 + 3.30 M_2 = - 61.390$$

**Appuis 2**

$$3.30 M_1 + 2 M_2 (3.30 + 3.85) + 3.85 M_3 = - q u \frac{3.30^3 + 3.85^3}{4}$$

$$3.30 M_1 + 14.3 M_2 + 3.85 M_3 = - 138.878$$

**Appuis 3**

$$3.85 M_2 + 2 M_3 (3.85 + 3.00) + 3.00 M_4 = - q u \frac{3.85^3 + 3.00^3}{4}$$

$$3.85 M_2 + 13.7 M_3 + 3 M_4 = - 125.532$$

**Appuis 4**

$$3.00 M_3 + 2 M_4 (3.00 + 0) = - q u \frac{3.00^3}{4}$$

$$3 M_3 + 6 M_4 = - 40.318$$

**Sous forme matricielle**

$$\begin{pmatrix} 3.46 & 1.73 & 0 & 0 & 0 \\ 1.73 & 10.06 & 3.30 & 0 & 0 \\ 0 & 3.30 & 14.3 & 3.85 & 0 \\ 0 & 0 & 3.85 & 13.7 & 3 \\ 0 & 0 & 0 & 3 & 6 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -7.729 \\ -61.390 \\ -138.878 \\ -125.532 \\ -40.318 \end{pmatrix}$$

- $M_0 = -0.397 \text{ KN.m}$
- $M_1 = -3.693 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -7.141 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -6.384 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -3.528 \text{ KN.m}$

On réduisant les moments aux appuis de **1/3** on aura :

$$M_0 = -0.397 \cdot \frac{1}{3} (-0.397) = -0.265 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3.693 \cdot \frac{1}{3} (-3.693) = -2.462 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.141 \cdot \frac{1}{3} (-7.141) = -4.761 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.384 \cdot \frac{1}{3} (-6.384) = -4.256 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.528 \cdot \frac{1}{3} (-3.528) = -2.352 \text{ KN.m}$$

Appuis	$L_i$	$L_{i+1}$	$q_u$	Equations	$M_i$
0	0	1.73	5.973	$3.46M_0 + 1.73M_1 = -7.729$	- 0.265
1	1.73	3.30	5.973	$1.73M_0 + 10.06M_1 + 3.30M_2 = -61.390$	- 2.462
2	3.30	3.85	5.973	$3.30M_1 + 14.3M_2 + 3.85M_3 = -138.878$	- 4.761
3	3.85	3.00	5.973	$3.85M_2 + 13.7M_3 + 3M_4 = -125.532$	- 4.256
4	3.00	0	5.973	$3M_4 + 6M_5 = -40.318$	- 2.352

**En travée**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (3.68)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q_x^2}{2} \dots \dots \dots (3.69)$$

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M_t$ (KN.m)
0-1	1.73	5.973	- 0.265	- 2.462	0.652	1.0061
1-2	3.30	5.973	- 2.462	- 4.761	1.533	4.5599
2-3	3.85	5.973	- 4.761	- 4.256	1.947	6.5598
3-4	3.00	5.973	- 4.256	- 2.352	1.606	3.4494

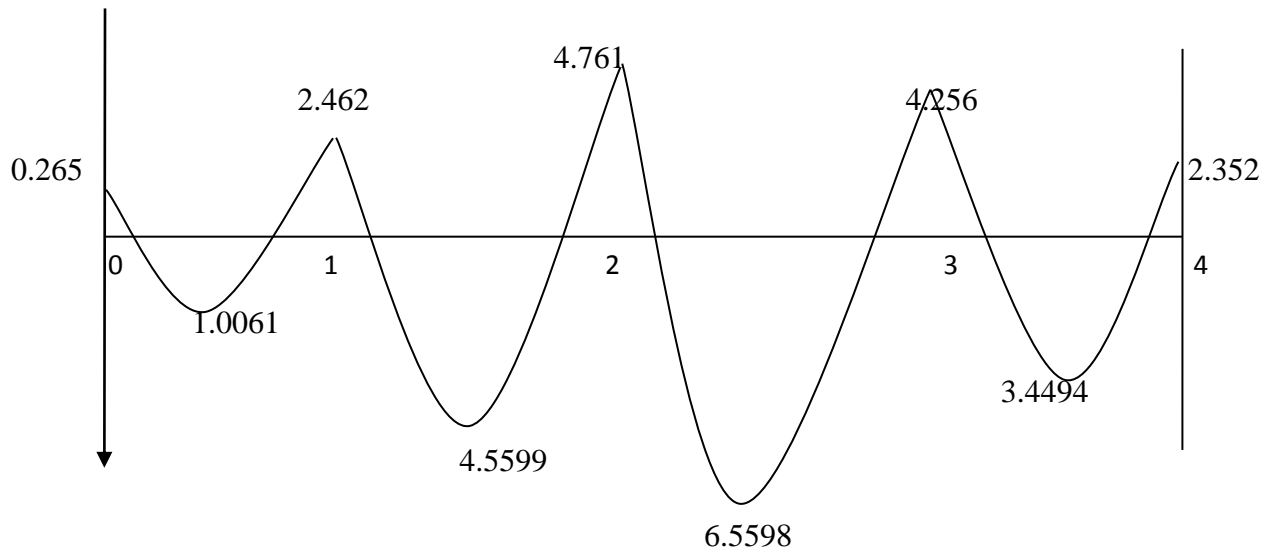


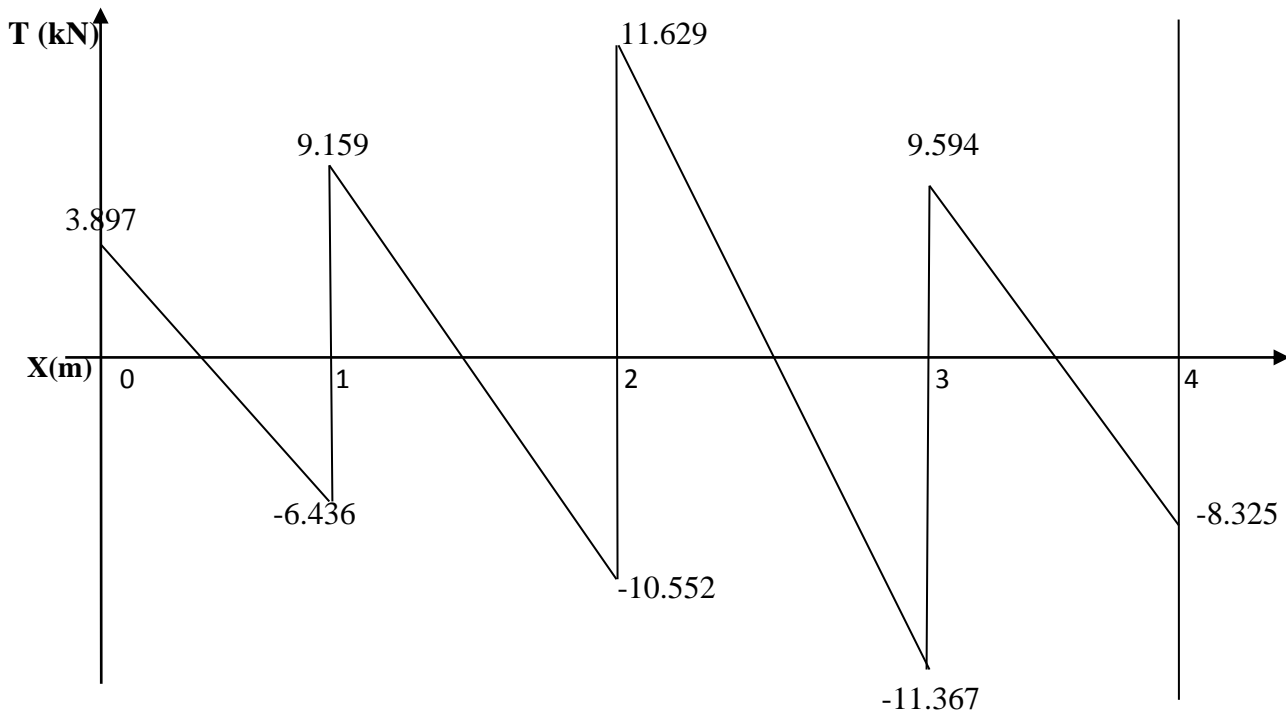
Figure 3.15 : Diagrammes des moments fléchissant

**3.2.3. b3/ Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \dots\dots (3.70)$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
0-1	1.73	5.973	- 0.265	- 2.462	3.897	- 6.436
1-2	3.30	5.973	- 2.462	- 4.761	9.159	- 10.552
2-3	3.85	5.973	- 4.761	- 4.256	11.629	- 11.367
3-4	3.00	5.973	- 4.256	- 2.352	9.594	- 8.325



**Figure3.16** : Diagrammes des efforts tranchants

### 3.2.4.b/Ferrailage a l'ELU

#### 1) Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en Té avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65 \text{ cm} \quad b_0=12 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm} \quad h_0=4 \text{ cm} \quad d=0.9h=18 \text{ cm.}$$

#### a. En travée

$$M_{\max}^t = 6.5598 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN .m.}$$

$M_0 = 59.072 > M_{\max}^t = 6.5598 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression. Donc la section en Té est calculée comme une section rectangulaire de section (bxh)

Avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.5598 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989.$$

$$A_{st}^t = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.5598 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 1.059 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st}^t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .

### b. Aux appuis

La table étant entièrement tendue. La section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$M = \frac{M_{max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.761 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,086.$$

$\mu = 0,086 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$

$$A_{st}^a = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.761 \times 10^5}{0,955 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 0.796 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st}^a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

### 2) Armatures transversales (BAEL 91 mod 99/ Art A.7.2.28)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_l^{\max}).$$

Avec  $\phi_l^{\max}$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_l^{\max} = 10 \text{ mm} = 1,00 \text{ cm}.$$

$$\phi_t^{\max} = \min (20/35 ; 12/10 ; 1) = (0,57, 1,2, 1)$$

$$\phi_t^{\max} = 0,57 = 5.7 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t^{\max} = 8 \text{ mm}$ .

On adopte  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$ .

### 3) Espacement des armatures transversales (cadres) (BAEL 91 mod 99/ Art A.5.1.22)

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}.$$

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

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :  $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4$$

On adopte un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  et d'espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$  entre les cadres.

### 3.2.5.b/ Vérification a l'ELU

#### a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 mod 99/ Art 4.2, 1)

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

**En travée**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis**

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

$$A_{st}^a = 1,57 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99/Art A.5.1, 211)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right).$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 11,629 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{11,629 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,538 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,538 < \overline{\tau_u} = 3,33 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 mod99/Art A.6.1, 3)**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

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

$$V_u = V_u^{\max} = 11,629 \text{ KN.}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \emptyset.$$

n : Nombre e barres.

**- En travée**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,629 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,762 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**- Aux appuis**

$$\sum U_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,629 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,143 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**d. Encrage des barres (BAEL 91 mod99/Art A.6.1, 23)**

Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm.}$$

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

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400,  $l_s=40\text{cm}$ .

Le règlement de BAEL 91 admet 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  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.  $2\phi=2\text{cm}$

Donc :  $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

### e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

#### • Sur béton

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} < \overline{V_u^{\max}} = \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b_0$

$$\overline{V_u^{\max}} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN} \quad \text{On a}$$

$$V_u^{\max} = 11.629 \text{ KN} < \overline{V_u^{\max}} = 129,6 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### • Sur acier

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} - \frac{M_a}{0,9 d} \right)$ .

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} - \frac{M_a}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 11.629 \times 10^3 - \frac{4.761 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -51.0596 \text{ mm}^2 = -0.510596 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > -0.510596 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3.2.6. b/Calcul à l'ELS

#### a. Combinaison de charge

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 = (5.14 + 1.5) \times 0.65 = 4.316 \text{ KN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.316}{5.973} = 0,722.$$

#### b. Calcul des moments fléchissant

##### • Aux appuis :

$$M_0 = -0.265 \times 0.722 = -0.191 \text{ KN.m.}$$

$$M_1 = -2.462 \times 0.722 = -1.777 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -4.761 \times 0.722 = -3.437 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -4.256 \times 0.722 = -3.073 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -2.352 \times 0.722 = -1.698 \text{ KN.m.}$$

##### • En travée

$$M_{t1} = 1.0061 \times 0.722 = 0.726 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 4.5599 \times 0.722 = 3.292 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6.5598 \times 0.722 = 4.736 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 3.4494 \times 0.722 = 2.490 \text{ KN.m}$$

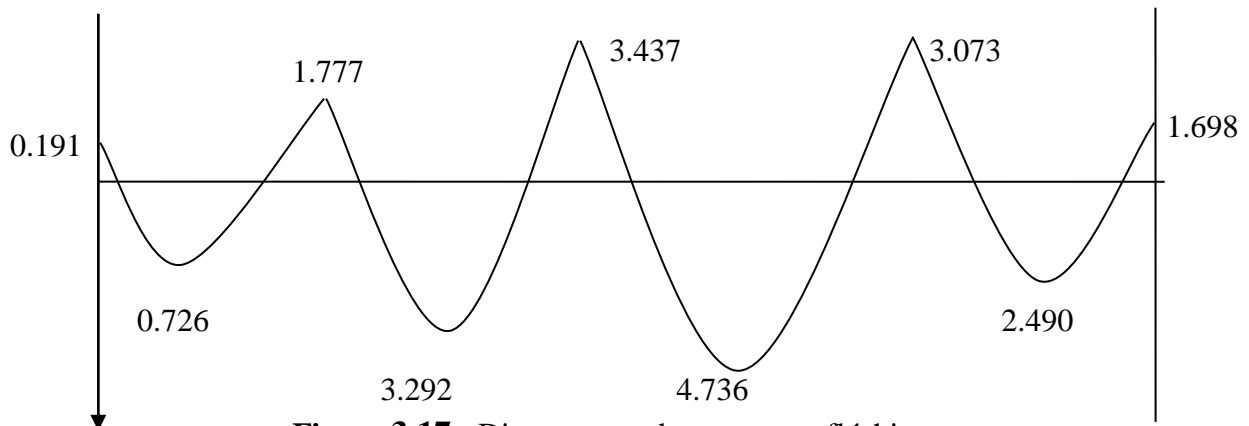


Figure 3.17 : Diagrammes des moments fléchissant

**c. Calcul des efforts tranchants**

Avec  $V_s=0,722V_u$ .

Travée	L(m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$V(x) ; x=0$ (KN)	$V(x) ; x=L$ (KN)
0-1	1.73	- 0.265	- 2.462	5.973	2.814	- 4.647
1-2	3.30	- 2.462	- 4.761	5.973	6.613	- 7.619
2-3	3.85	- 4.761	- 4.256	5.973	8.396	- 8.207
3-4	3.00	- 4.256	- 2.352	5.973	6.927	- 6.011

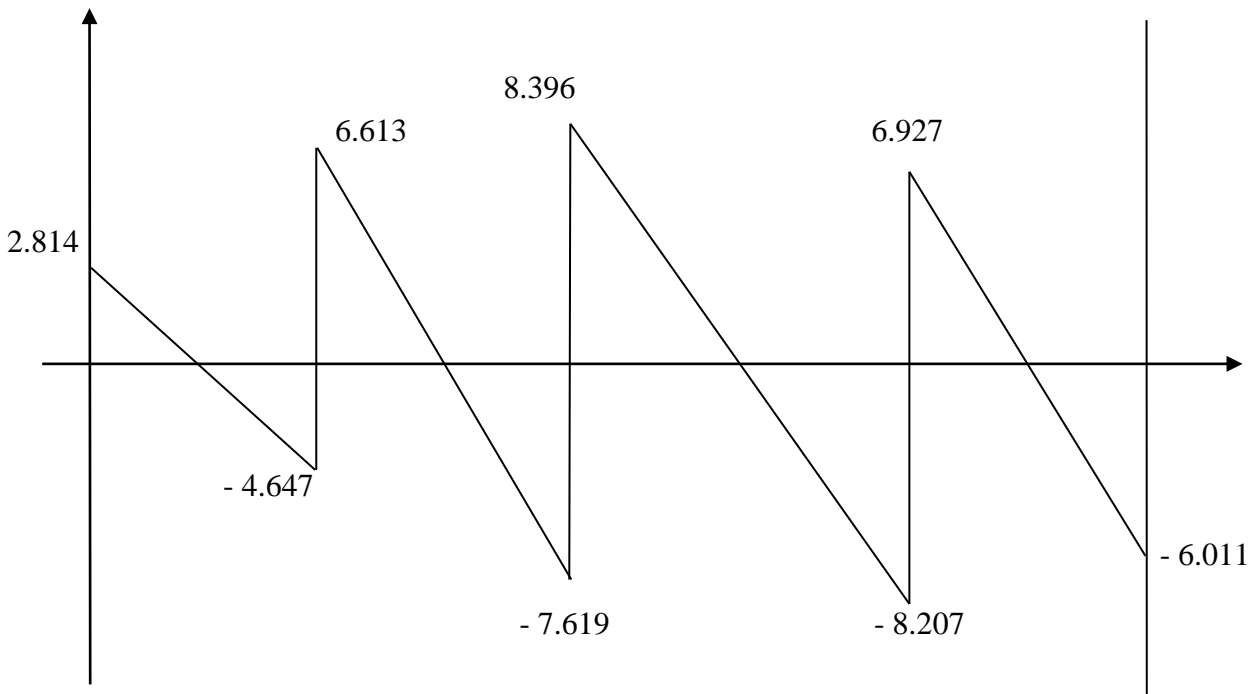


Figure 3.18 : Diagrammes des efforts tranchants

### 3.2.7. b/ Vérification à l'ELS

#### a. Vérification de la contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

$\beta_1$  ;  $K_1$  : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

- **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.093 \quad K_1 = 19.743 \quad \beta_1 = 0.856 \quad \alpha_1 = 0.432$$

$$\sigma_s = \frac{4.736 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 130.243 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 130.243 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{4.736 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 191.199 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 191.199 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### b. Vérification de la contrainte dans le béton

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que

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

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130.243}{19.743} = 6.597 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.597 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{191.199}{25.485} = 7.502 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.502 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c. Etat limite d'ouverture des fissures

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

### d. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} < \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{4.736}{15 \times 7.997} = 0.039 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

### 3.2.8.b/ Calcul de la flèche

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

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée ( $3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.865$  MPa)

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

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

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

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left[ 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \times \rho}$$

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d}$$

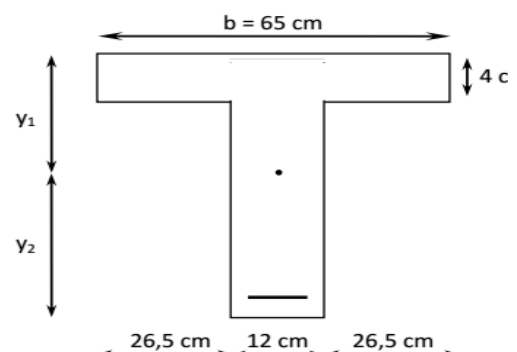
#### ▪ Calcul des paramètres

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

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18) \\ = 3461.2 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^4$$



▪ **Position de l'axe neutre**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.90 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.10 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.36 \times (12.90 - 2)^2$$

$$= 15894.27667 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.0926 \times 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 130.243 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010926 \times 130.243 + 2.1}; 0 \right) = 0.528$$


$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[ 2 + 3 \times \frac{12}{65} \right] \times 1.0926 \times 10^{-2}} = 1.505$$

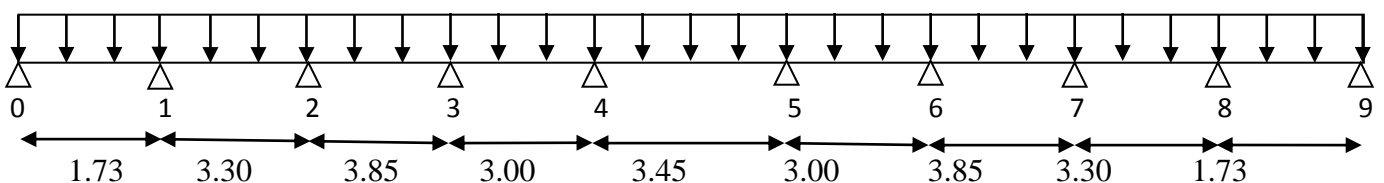
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 15894.27667}{1 + 0.528 \times 1.505} = 9742.179 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.736 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10818.865 \times 9742.179 \times 10^4} = 6.66 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$f = 6.66 \text{ mm} < \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

 **3<sup>eme</sup> cas** : poutre continue reposant sur 10 appuis



**Figure 3.19** : Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis

### 3.2.3. c1/ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN / ml})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max (6.68 ; 5 \text{ KN / ml}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\frac{1.73}{3.30} = 0.52 < 0.8$$

$$0.8 < \frac{3.30}{3.85} = 0.85 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.85}{3.00} = 1.28 > 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.00}{3.45} = 0.869 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.45}{3.00} = 1.15 < 1.25$$

$$\frac{3.00}{3.85} = 0.779 > 0.8$$

$$0.8 < \frac{3.85}{3.00} = 1.28 > 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.30}{1.73} = 1.907 > 1.25$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc on utilise la **Méthode des trois moments**

### 3.2.3. c2/ Calcul à l'ELU

#### a. Moments aux appuis

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

#### Appuis 0

$$2 M (0+1.73) + 1.73 M_1 = - q_u \frac{1.73^3}{4}$$

$$3.46 M_0 + 1.73 M_1 = - 7.729$$

#### Appuis 1 :

$$1.73 M_0 + 2 M_1 (1.73+3.30) + 3.30 M_2 = - q_u \frac{1.73^3 + 3.30^3}{4}$$

$$1.73 M_0 + 10.06 M_1 + 3.30 M_2 = - 61.390$$

#### Appuis 2 :

$$3.30 M_1 + 2 M_2 (3.30+3.85) + 3.85 M_3 = - q_u \frac{3.30^3 + 3.85^3}{4}$$

$$3.30 M_1 + 14.3 M_2 + 3.85 M_3 = - 138.878$$

#### Appuis 3 :

$$3.85 M_2 + 2 M_3 (3.85+3.00) + 3.00 M_4 = - q_u \frac{3.85^3 + 3.00^3}{4}$$

$$3.85 M_2 + 13.7 M_3 + 3.00 M_4 = - 125.532$$

#### Appuis 4 :

$$3.00M_3 + 2M_4 (3.00+3,45) + 3,45M_5 = - qu \frac{3.00^3+3,45^3}{4}$$

$$3.00M_3+12.9M_4+3,45M_5 = - 101.636$$

**Appuis 5 :**

$$3.45M_4 + 2 M_5 (3.45+3,00) + 3,00M_6 = - qu \frac{3.45^3+3,00^3}{4}$$

$$3.45M_4+12.9M_5+3,00M_6 = - 101.636$$

**Appuis 6 :**

$$3.00M_5 + 2M_6 (3.00+3,85) + 3,85M_7 = - qu \frac{3.00^3+3,85^3}{4}$$

$$3.00M_5+13.7M_6+3,85M_7 = - 125.532$$

**Appuis 7 :**

$$3.85M_6 + 2M_7 (3.85+3,30) + 3,30M_8 = - qu \frac{3.85^3+3,30^3}{4}$$

$$3.85M_6+14.3M_7+3,30M_8 = - 138.878$$

**Appuis 8 :**

$$3.30M_7 + 2M_8 (3.30+1.73) + 1.73M_9 = - qu \frac{1.73^3+3,30^3}{4}$$

$$3.30M_7+10.06M_8+1.73M_9 = - 61.390$$

**Appuis 9 :**

$$1.773M_8 + 2M_9 (1.73+0) = - qu \frac{1.73^3}{4}$$

$$1.73M_8 + 3.46M_9 = - 7.729$$

**Sous forme matricielle :**

$$\begin{pmatrix} 3.46 & 1.73 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1.73 & 10.06 & 3.30 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.30 & 14.3 & 3.85 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.85 & 13.7 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3 & 12.9 & 3.45 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.45 & 12.9 & 3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 3.7 & 3.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.85 & 14.3 & 3.30 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.30 & 10.06 & 1.73 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.73 & 3.46 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} - 7.729 \\ - 61.390 \\ - 138.878 \\ - 125.532 \\ - 101.636 \\ - 101.636 \\ - 125.532 \\ - 138.878 \\ - 61.390 \\ - 7.729 \end{pmatrix}$$

Après la résolution on trouve :

$$M_0 = -0.407 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = - 3.653 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 7.252 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 6.005 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 5.114 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = - 5.114 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = - 6.005 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = - 7.252 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = - 3.653 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = - 0.407 \text{ KN.m}$$

On réduisant les moments aux appuis de  $1/3$  on aura :

$$M_0 = - 0.407 - \frac{1}{3}(- 0.407) = - 0.271 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = - 3.653 - \frac{1}{3}(- 3.653) = - 2.435 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 7.252 - \frac{1}{3}(- 7.252) = - 4.835 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 6.005 - \frac{1}{3}(- 6.005) = - 4.003 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 5.114 - \frac{1}{3}(- 5.114) = - 3.409 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = - 5.114 - \frac{1}{3}(- 5.114) = - 3.409 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = - 6.005 - \frac{1}{3}(- 6.005) = - 4.003 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = - 7.252 - \frac{1}{3}(- 7.252) = - 4.835 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = - 3.653 - \frac{1}{3}(- 3.653) = - 2.435 \text{ KN.m}$$

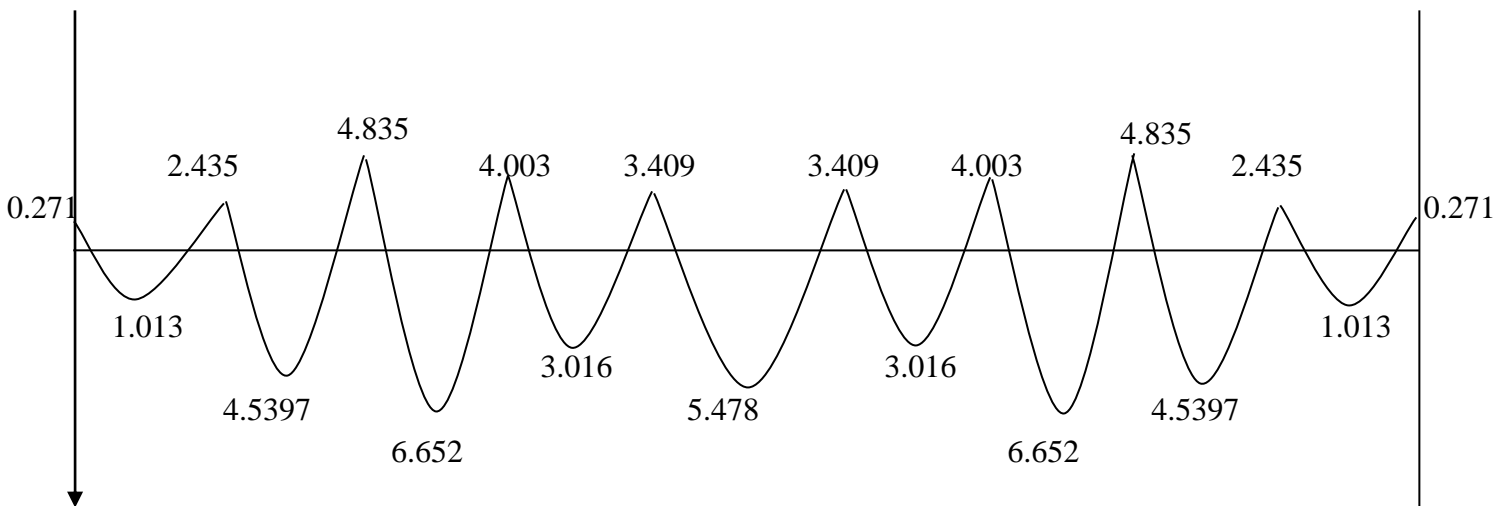
$$M_9 = - 0.407 - \frac{1}{3}(- 0.407) = - 0.271 \text{ KN.m}$$

Appuis	$L_i$	$L_{i+1}$	$q_i$	Equations	$M_i$
0	0	1.73	7,028	$3.46M_0 + 1.73M_1 = -1.294$	- 0.271
1	1.73	3.30	7,028	$1.73M_0 + 10.06M_1 + 3.30M_2 = -10.278$	- 2.435
2	3.30	3.85	7,028	$3.30M_1 + 14.3M_2 + 3.85M_3 = -23.251$	- 4.835
3	3.85	3.00	7,028	$3.85M_2 + 13.7M_3 + 3.00M_4 = -21.0166$	- 4.003
4	3.00	3.45	7,028	$3.00M_3 + 12.9M_4 + 3.45M_5 = - 17.0159$	- 3.409
5	3.45	3.00	7,028	$3.45M_4 + 12.9M_5 + 3.00M_6 = - 17.0159$	- 3.409
6	3.00	3.85	7,028	$3.00M_5 + 13.7M_6 + 3.85M_7 = -21.0166$	- 4.003
7	3.85	3.30	7,028	$3.85M_6 + 14.3M_7 + 3.30M_8 = -23.251$	- 4.835
8	3.30	1.73	7,028	$3.30M_7 + 10.06M_8 + 1.73M_9 = - 10.278$	- 2.435
9	1.73	0	7,028	$1.73M_8 + 3.46M_9 = - 1.294$	- 0.271

**b. En travée :**

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

Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
0-1	1.73	5.973	- 0.271	- 2.435	0.655	1.013
1-2	3.30	5.973	- 2.435	- 4.835	1.528	4.5397
2-3	3.85	5.973	- 4.835	- 4.003	1.961	6.652
3-4	3.00	5.973	- 4.003	- 3.409	1.533	3.016
4-5	3.45	5.973	- 3.409	- 3.409	1.725	5.478
5-6	3.00	5.973	- 3.409	- 4.003	1.467	3.016
6-7	3.85	5.973	- 4.003	- 4.835	1.889	6.652
7-8	3.30	5.973	- 4.835	- 2.435	1.772	4.5397
8-9	1.73	5.973	- 2.435	- 0.271	1.074	1.013



**Figure 3.20 :** Diagrammes des moments fléchissant

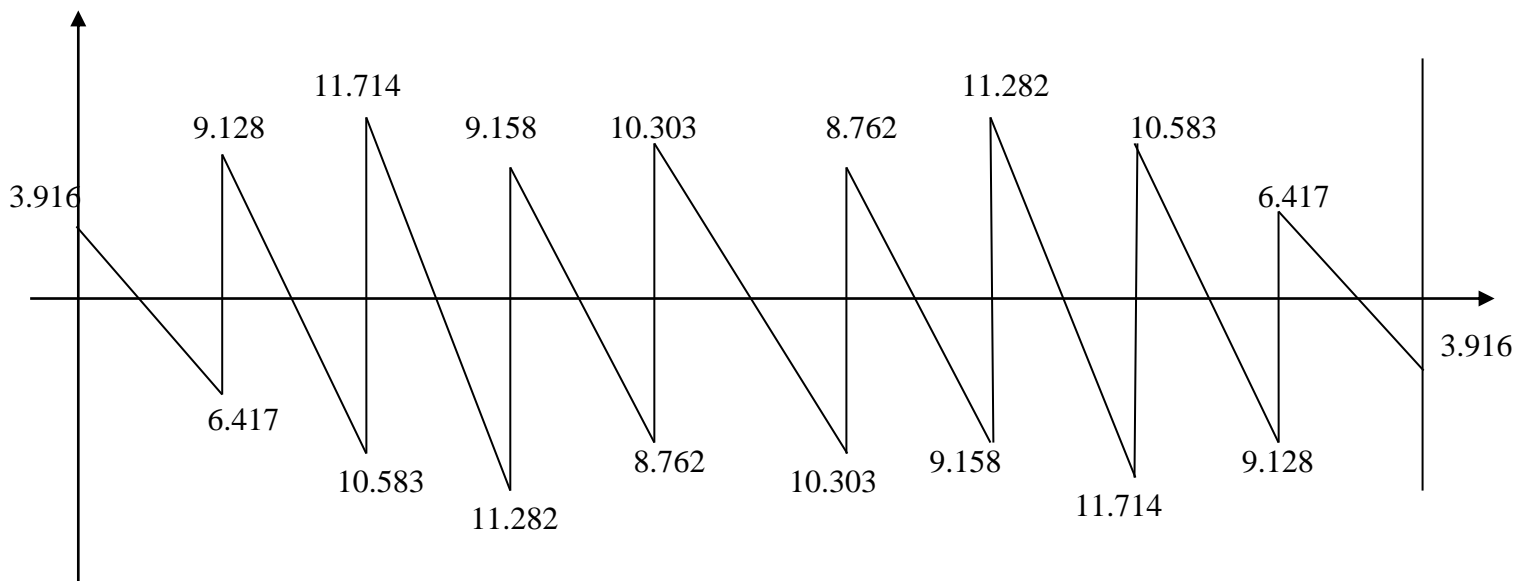
**3.2.3.c3/ Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x) ; x=0(KN)	V(x) ;x=L(KN)
0-1	1.73	5.973	- 0.271	- 2.435	3.916	- 6.417
1-2	3.30	5.973	- 2.435	- 4.835	9.128	- 10.583
2-3	3.85	5.973	- 4.835	- 4.003	11.714	- 11.282

3-4	3.00	5.973	- 4.003	- 3.409	9.158	- 8.762
4-5	3.45	5.973	- 3.409	- 3.409	10.303	- 10.303
5-6	3.00	5.973	- 3.409	- 4.003	8.762	- 9.158
6-7	3.85	5.973	- 4.003	- 4.835	11.282	- 11.714
7-8	3.30	5.973	- 4.835	- 2.435	10.583	- 9.128
8-9	1.73	5.973	- 2.435	- 0.271	6.417	- 3.916



**Figure 3.21:** Diagrammes des efforts tranchants

### 3.2.4.c/Ferrailage a l'ELU

#### 1. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65 \text{ cm} \quad b_0=12 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm} \quad h_0=4 \text{ cm} \quad d=0,9h=18 \text{ cm.}$$

#### a. En travée

$$M_{\max}^t = 6.652 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN .m.}$$

$M_0 = 59,072 > M_{\max}^t = 6.652 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de section (bxh)

Avec :  $b=65$  cm ;  $h=20$  cm.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60652 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,022.$$

$\mu = 0,022 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$\mu = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989.$

$$A_{st}^t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.652 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 1.074 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st}^t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2.$

### b. Aux appuis

$M_{\max}^a = 4.835 \text{ KN.m.}$

Comme la table de compression étant entièrement tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )  $\text{cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.835 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,088.$$

$\mu = 0,088 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu = 0,088 \Rightarrow \beta = 0,954$

$$A_{st}^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.835 \times 10^5}{0,954 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 0.809 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st}^a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$

### 2. Armatures transversales (BAEL 91 mod 99/ Art A.7.2.28)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_1^{\max}).$$

Avec

$\phi_1^{\max}$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_1^{\max} = 10 \text{ mm} = 1,00 \text{ cm.}$$

$$\phi_t^{\max} = \min (20/35 ; 12/10 ; 1) = (0,57, 1,2, 1) = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm.}$$

Soit  $\phi_t^{\max} = 8 \text{ mm.}$

On adopte  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2.$

### 3. Espacement des armatures transversales (cadres) (BAEL 91 mod 99/ Art A.5.1, 22)

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

$$S_t \leq (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

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

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :  $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4$$

On adopte un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  et d'espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$  entre les cadres.

### 3.2.5.c/Vérification a l'ELU

#### a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 mod99/Art 4.2, 1).

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

- **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

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

$$A_{st}^a = 1,57 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99/Art A.5.1, 211).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right).$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 11,714 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{11,714 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,542 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 mod99/Art A6.1, 3).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

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

$$V_u = V_u^{\max} = 11,714 \text{ KN.}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi.$$

n : Nombre e barres.

- **En travée**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,714 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,767 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Aux appuis**

$$\sum U_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,80 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,714 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,80} = 1,151 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**d. Encrenage des barres** (BAEL 91 mod99/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

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

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400,  $l_s = 40 \text{ cm.}$

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.  $2\phi = 2 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } Lc = 0,4 Ls = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis****➤ Sur béton**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} < \overline{V}_u^{\max} = \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b_0$

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

$$\text{On a : } V_u^{\max} = 11.714 \text{ KN} < \overline{V}_u^{\max} = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**➤ Sur acier**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 d} \right).$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 11.714 \times 10^3 + \frac{4.835 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 119.484 \text{ mm}^2 = 0.119 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0.119 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**3.2.6.c/ Calcul à l'ELS****a. Combinaison de charge**

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (5,14 + 1,5) \times 0,65 = 4.316 \text{ KN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,59}{7,887} = 0,722.$$

**Calcul des moments fléchissant****-Aux appuis :**

$$M_0 = - 0.271 \times 0.722 = - 0.196 \text{ KN.m.}$$

$$M_1 = - 2.435 \times 0,722 = - 1.758 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = - 4.835 \times 0,722 = - 3.491 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = - 4.003 \times 0,722 = - 2.890 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = - 3.409 \times 0,722 = - 2.461 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = - 3.409 \times 0,722 = - 2.461 \text{ KN.m.}$$

$$M_6 = - 4.003 \times 0,722 = - 2.890 \text{ KN.m.}$$

$$M_7 = - 4.835 \times 0,722 = - 3.491 \text{ KN.m.}$$

$$M_8 = - 2.435 \times 0,722 = - 1.758 \text{ KN.m.}$$

$$M_9 = - 0.271 \times 0,722 = - 0.196 \text{ KN.m.}$$

**-En travée**

$$M_{t0} = 1.013 \times 0.722 = 0.731 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 4.5397 \times 0.722 = 3.278 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 6.652 \times 0.722 = 4.803 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 3.016 \times 0.722 = 2.177 \text{ KN.m}$$

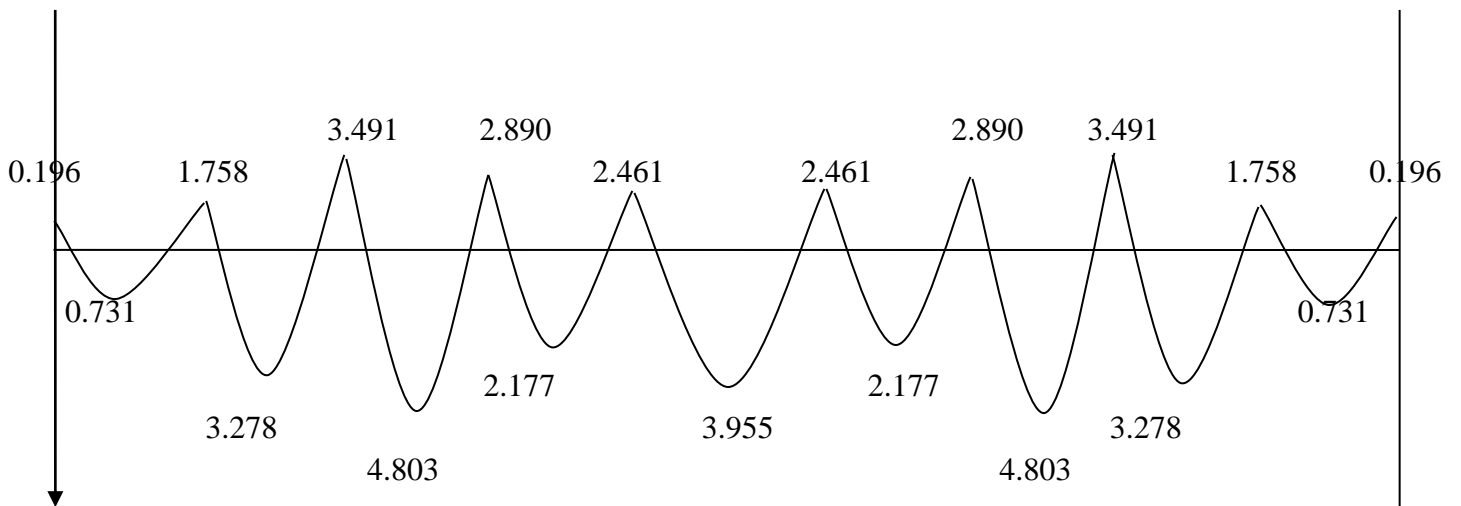
$$M_{t4} = 5.478 \times 0.722 = 3.955 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 3.016 \times 0.722 = 2.177 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 6.652 \times 0.722 = 4.803 \text{ KN.m}$$

$$M_{t7} = 4.5397 \times 0.722 = 3.278 \text{ KN.m}$$

$$M_{t8} = 1.013 \times 0.722 = 0.731 \text{ KN.m}$$



**Figure 3.22:**Diagrammes des moments fléchissant

**b. Calcul des efforts tranchants**

Avec  $V_s=0,722V_u$ .

Travée	L(m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$V(x) ;$ $x=0$ (KN)	$V(x) ;$ $x=L$ (KN)
0-1	1.73	- 0.271	- 2.435	5.973	2.827	- 4.633
1-2	3.30	- 2.435	- 4.835	5.973	6.590	- 7.641
2-3	3.85	- 4.835	- 4.003	5.973	8.457	- 8.146
3-4	3.00	- 4.003	- 3.409	5.973	6.612	- 6.326
4-5	3.45	- 3.409	- 3.409	5.973	7.439	- 7.439
5-6	3.00	- 3.409	- 4.003	5.973	6.326	-6.612

6-7	3.85	- 4.003	- 4.835	5.973	8.146	- 8.457
7-8	3.30	- 4.835	- 2.435	5.973	7.641	- 6.590
8-9	1.73	- 2.435	- 0.271	5.973	4.633	- 2.827

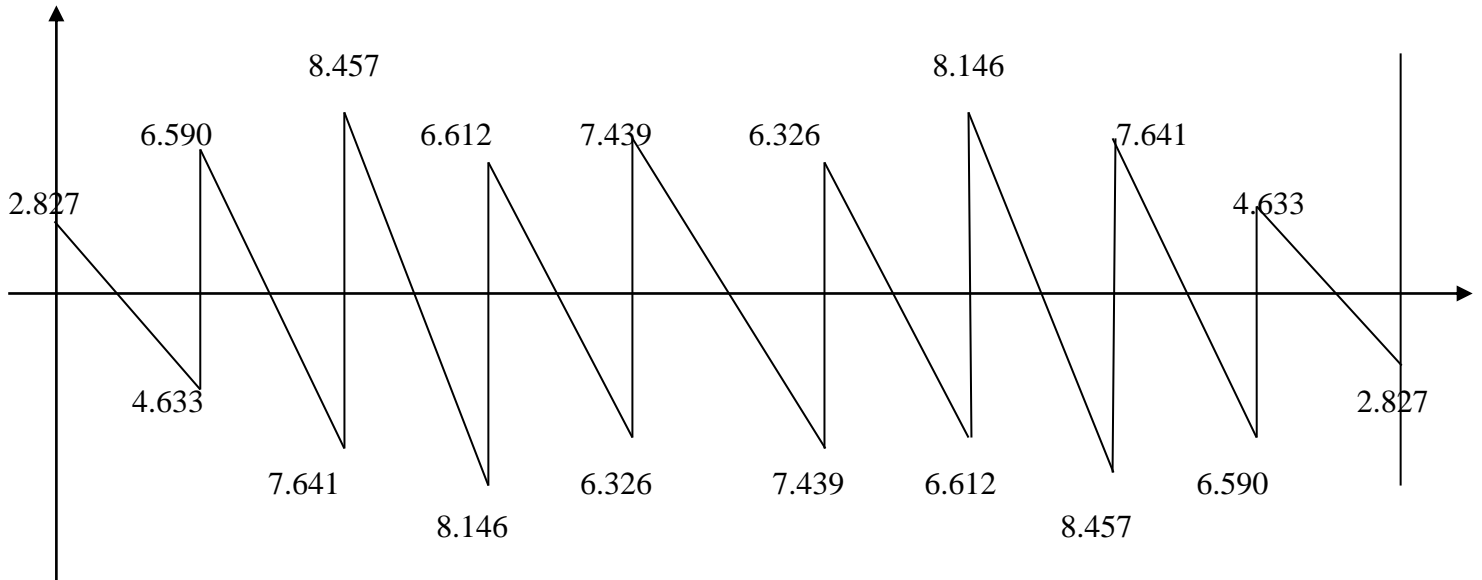


Figure 3.23 : Diagrammes des efforts tranchants

**3.2.7. c/ Vérification à l'ELS**

**a. Vérification de la contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

Avec

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

$\beta_1$  ;  $K_1$  : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

**• En travée**

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.093 \quad K_1 = 19.743 \quad \beta_1 = 0.856 \quad \alpha_1 = 0.432$$

$$\sigma_s = \frac{4.803 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 132.852 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 132.852 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$     **Condition vérifiée**

**• En appuis**

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{3.491 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 140.937 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 140.937 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### b. Vérification de la contrainte dans le béton

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{132.852}{19.743} = 6.729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.729 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140.937}{25.485} = 5.530 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.530 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c. Etat limite d'ouverture des fissures

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

### d. Etat limite de déformation

Selon l'article B.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$-\frac{h}{L} < \frac{1}{22.5}$$

$$-\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$-\frac{h}{L} < \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{4.803}{15 \times 7.997} = 0.040 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

### 3.2.8.c/ Calcul de la flèche

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

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée ( $3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$ )

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

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

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

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left[ 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \times \rho}$$

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d}$$

▪ **Calcul des paramètres**

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

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18)$$

$$= 3461.2 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^4$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.90 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left( 7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.36 \times (12.90 - 2)^2$$

$$= 15894.27667 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.0926 \times 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 132.852 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010926 \times 132.852 + 2.1} ; 0 \right) = 0.535$$

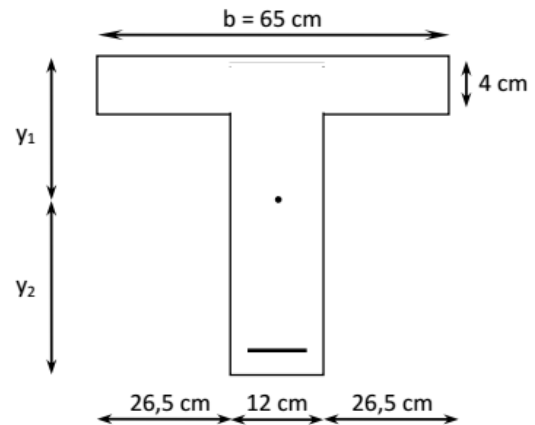
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[ 2 + 3 \times \frac{12}{65} \right] \times 1.0926 \times 10^{-2}} = 1.505$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 15894.27667}{1 + 0.535 \times 1.505} = 9685.324 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.803 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10818.865 \times 9685.324 \times 10^4} = 6.79 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$f = 6.79 \text{ mm} < \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.



**Conclusion :**

Après le calcul, nous avons obtenu les résultats suivant:

	<b>1<sup>er</sup> cas</b>	<b>2<sup>ème</sup> cas</b>	<b>3<sup>ème</sup> cas</b>
<b>En travée</b>	3 HA 10	3 HA 10	3 HA 10
<b>En appuis</b>	2 HA 10	2 HA 10	2 HA 10

Les armatures adoptées sont :

Armatures en travées : **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.**

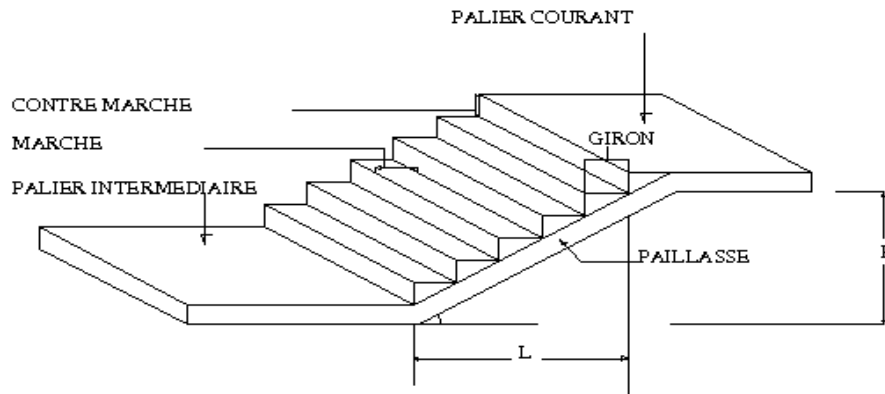
Armatures en appuis : **2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.**

→Le plan de ferrailage est en annexe

### 3.3/ L'escalier

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

#### 3.3.1/ Terminologie



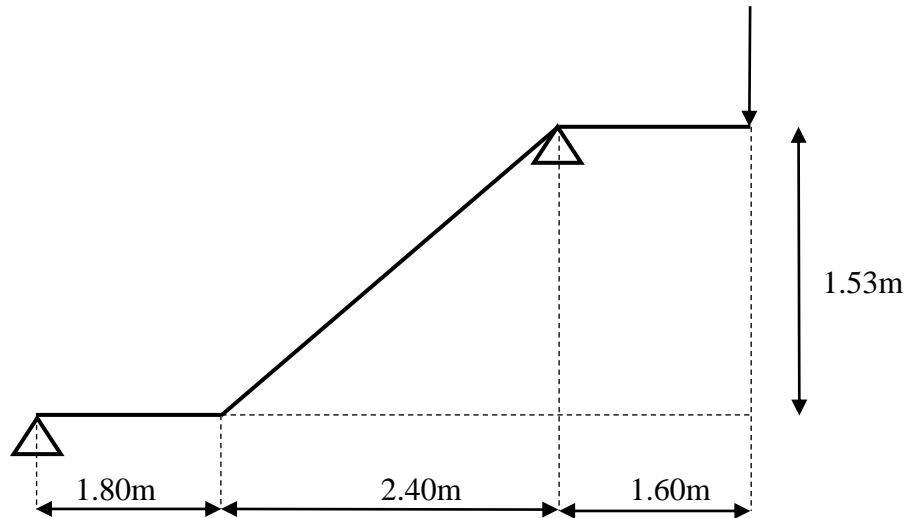
**Figure 3.24:** Schéma représentatif d'un escalier

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme est rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- ❖ **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- ❖ **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- ❖ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

#### 3.3.2/ Dimensionnement de l'escalier de l'étage

##### a) Schéma statique

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



**Figure 3.25:** coupe verticale de la volée

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de **BLONDEL** qui lie le giron **g** et la hauteur de la contre marche **h** par la relation empirique suivante :

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

**b) Hauteur de la contre marche**

14cm ≤ h ≤ 17cm                      on prend : **h = 17cm**

26cm ≤ g ≤ 30cm                      on prend : **g = 30cm**

**c) Détermination du nombre de contremarches (n)**

$$n = \frac{H}{h} \qquad n = \frac{153}{17} = 9$$

n=9 contre marches

D'où le nombre de marches est : **m=n – 1=8 marches**

**d) Longueur réelle de la paillasse**

$$L=n \times g \dots\dots\dots (3.71)$$

$$L=8 \times 30=240 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29.53} = 276 \text{ cm}$$

$$L_1 = L' + L_{\text{palier}} \dots\dots\dots (3.72)$$

Avec :  $L_{\text{palier}} = 180 \text{ cm}$

$$L_1 = 276 + 180 = 456 \text{ cm}$$

**e) Épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L_1}{30} \leq e_p \leq \frac{L_1}{20} \dots\dots\dots (3.73)$$

$$\frac{456}{30} \leq e_p \leq \frac{456}{20} \quad 15.2 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.8 \text{ cm}$$

Soit : **e<sub>p</sub> = 20cm**

### 3.3.3/ Détermination des charges de calcul

Le calcul s'effectuera, en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L= 5.8\text{m}$

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

#### 3.3.3.1/ Détermination des sollicitations de calcul

**Tableau 3.1:** Evaluation des charges sur la paillasse

Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Paillasse	28.75	0.2	5.75
Marche	12.5	0.17	2.125
			8.92

$$G_{\text{paillasse}}^{\text{max}} = 8.92 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.92 \text{ kN/ml}$$

**Tableau 3.2 :** Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	(kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Le palier	25	0.2	5.00
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
			6.40

$$G_{\text{palier}} = 6.4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.4 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage de service ou d'habitation ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

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

Mur extérieur :

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 3.45 \times 1 \text{ m} = 8.142 \text{ kN/ml}$$

#### 3.3.3.2/ Combinaisons des charges

##### ELU

$$q_{\text{u paillasse}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 8.92 + 1.5 \times 2.5 = 15.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{u palier}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{u mur}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 8.142 = 10.99 \text{ KN/ml}$$

##### E L S

$$q_{\text{s paillasse}} = G + Q = 8.92 + 2.5 = 11.42 \text{ KN/ml}$$

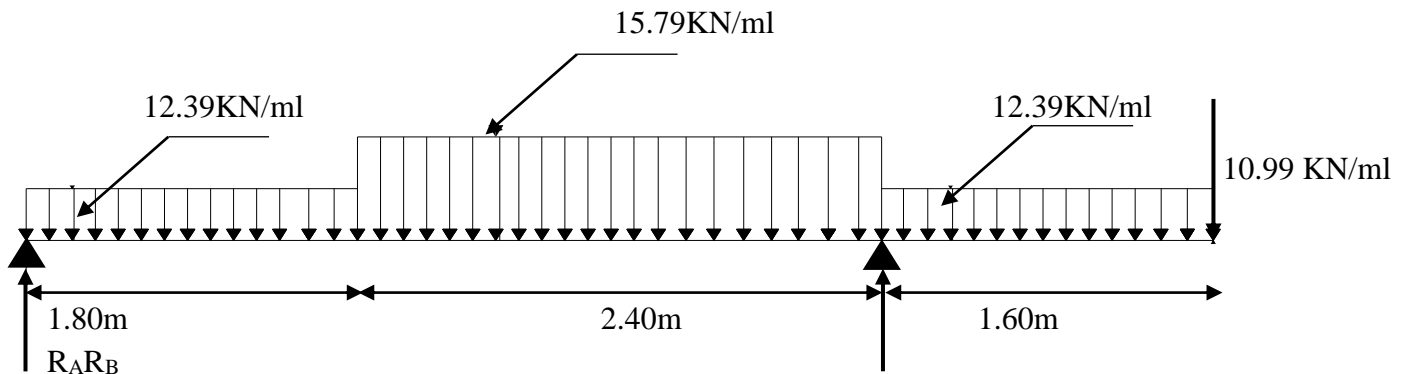
$$q_{\text{s palier}} = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{s mur}} = G = 8.142 \text{ KN/ml}$$

**3.3.4/ Calcul à l'état limite ultime**

$q_{\text{paillasse}} = 15.79 \text{ kN/ml}$

$q_{\text{palier}} = 12.39 \text{ kN/ml}$



**Figure 3.26 :** Schéma statique à l'ELU

**Calcul des efforts tranchants moments fléchissant**

$\sum F / y = 0$

$R_A + R_B = 1.80 \times 12.39 + 15.79 \times 2.4 + 12.39 \times 1.60 + 10.99 = 91.012 \text{ kN/ml}$

$\sum M/A = 0$

$\Rightarrow R_B \times 4.2 = 12.39 \times 1.8 \times 0.9 + 15.79 \times 2.4 \times \left(1.8 + \frac{2.4}{2}\right) + 12.39 \times 1.60 \times (1.8 + 2.4 + 0.8) + 10.99 \times 5.8$

$4.2R_B = 296.62 \text{ kN.m}$

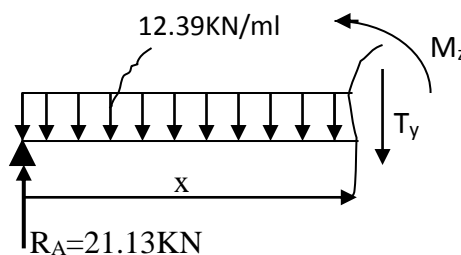
$R_B = \frac{296.62}{4.2} = 70.62 \text{ kN}$

$R_A = 91.012 - 70.62 = 20.40 \text{ kN}$

**Donc**  $R_B = 70.62 \text{ kN}$

$R_A = 20.40 \text{ kN}$

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$ .**

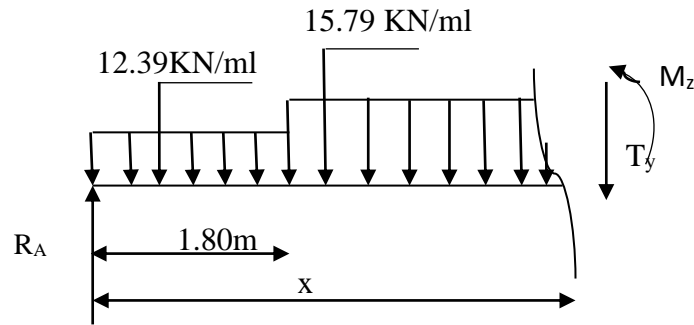


- $T(x) = R_A - 12.39 \cdot x$ .  $T(x=0) = R_A = 20.40 \text{ kN}$   
 $T(x=1.80) = 20.40 - 12.39 \times 1.80 = -1.90 \text{ kN}$ .

- $M(x) = R_A x - 12.39 \frac{x^2}{2} = 20.40 \cdot x - \frac{12.39}{2} x^2$   
 $M(x) = 20.4x - 6.195x^2$ .

$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 1.80 \text{ m} & M(x=1.80) = 16.65 \text{ kN.m} \end{cases}$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.80m \leq x \leq 4.2m$ .



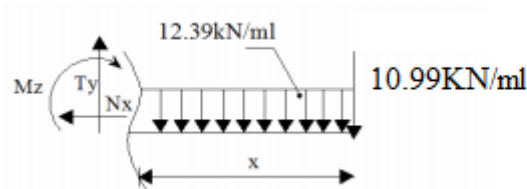
- $T(x) = R_A - 12.39(1.8) - 15.79(x - 1.80)$

$$\begin{cases} T(x=1.80m) = 20.4 - 22.302 = -1.90 \text{ KN} \\ T(x=4.2m) = 20.4 - 22.302 - 37.896 = -39.80 \text{ KN} \end{cases}$$

- $M(x) = R_A \cdot x - 12.39 \times 1.80(x - 0.9) - 15.79 \frac{(x - 1.8)^2}{2}$

$$\begin{cases} x = 1.80m & M(x=1.80) = 20.4 \times 1.8 - 12.39 \times 1.80(1.80 - 0.9) = 16.65 \text{ KN.m} \\ x = 4.20m & M(x=4.2) = 20.4 \times 4.2 - 12.39 \times 1.80(4.2 - 0.9) - 15.79x \frac{(4.2 - 1.8)^2}{2} = -33.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.60m$ .



- $T(x) = 10.99 + 12.39 \cdot x$        $T(x=0) = 10.99 \text{ KN}$   
 $T(x=1.60) = 10.99 + 12.39 \times 1.60 = 30.81 \text{ KN}$

- $M(x) = -10.99x - 12.39 \frac{x^2}{2}$   
 $M(x) = -10.99x - 6.195x^2$

$$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.60m & M(x=1.60) = -33.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \dots\dots\dots (3.74)$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 12.39x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{12.39} = \frac{20.40}{12.39} = 1.64 \text{ m}$$

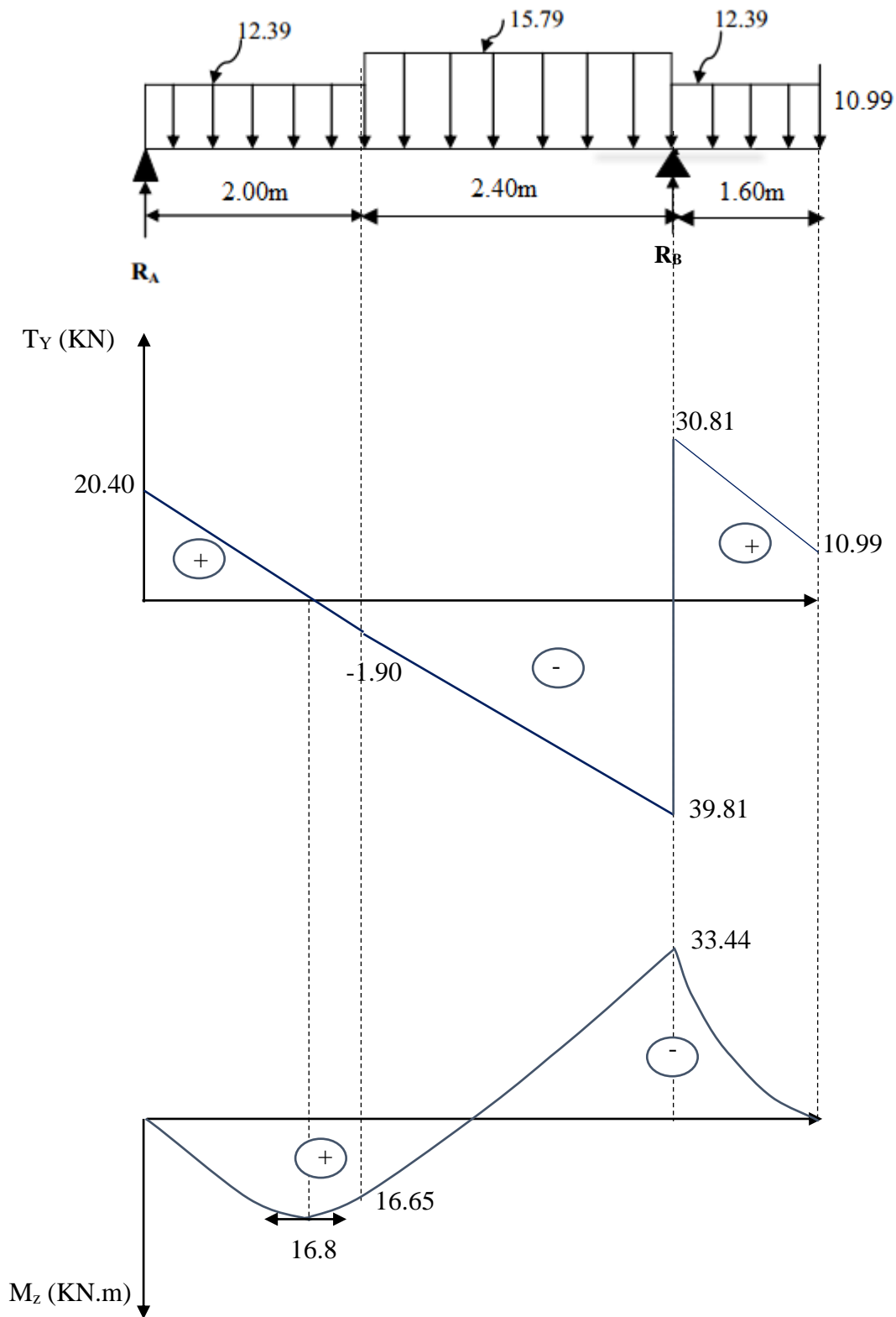
$$x = 1.64 \text{ m}, \quad 1.64 \in [0; 1.8].$$

$$M(x=1.64) = 20.4 \times 1.64 - 6.195 \times 1.64^2 = 16.80 \text{ KN.m}$$

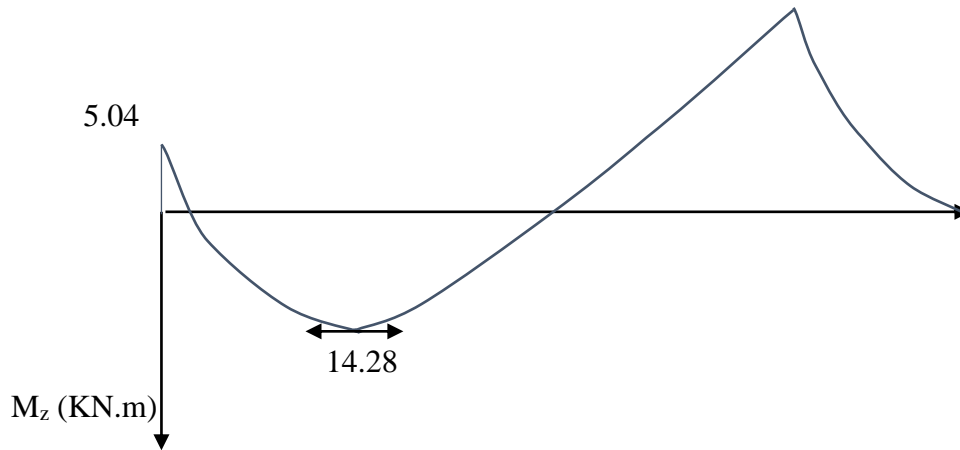
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\begin{aligned} - \text{ Aux appuis : } &= -0.3 M_z^{\max} = - 5.04 \text{ KN.m} \\ - \text{ en travées : } &= 0.85 M_z^{\max} = 14.28 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots (3.75) \end{aligned}$$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.27) :



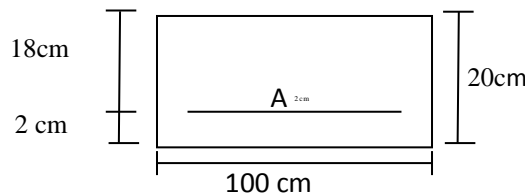
**Figure 3.27 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant



**Figure 3.28 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

**Calcul des armatures**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.



**Figure 3.29 :** Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m

**a) aux appuis**

• **Armatures principales**

$$M_{ua} = -0.3 \times M(z) \text{ max} = -0.3 \times 16.80 = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots (3.76)$$

$$\mu_a = \frac{5.04 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_a = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (3.77)$$

$$A_a = \frac{5.04 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0.809 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.809 \text{ cm}^2$  on opte pour 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} \dots\dots\dots (3.78)$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de S<sub>t</sub> = 25 cm.

**b) En travée**

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 14.28 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.28 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.031 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.031 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta x d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{14.28 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit A<sub>t</sub> = 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 25 cm.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit 4AH8 = 2.01 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement de S<sub>t</sub> = 25 cm.

**3.3.5/ Vérification à l'ELU**

**a. Condition de non fragilité (BAEL91 mod 99/Art A. 4, 2,1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{c28}}{f_e} \dots\dots\dots (3.79)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.173 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 mod 99/Art A.5.5.2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (3.80)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2}$$

Avec

T<sub>u</sub> : L'effort tranchant maximal.

$$T_u = 39.81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{39.81 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.221 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.221 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

**c. Influence de l'effort tranchant sur le béton** (BAEL 91mod 99/ArtA.5.1, 313)

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u^{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} \quad \dots\dots\dots (3.81)$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 39.81 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.491 \text{ MPa}$$

$$0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} = 0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.491 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d. Espacement des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales 0**

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

$$S_t \leq \min \{3 \times 20, 33\text{cm}\}$$

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

**Sur appuis** :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  **condition vérifiée**

**En travée** :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  **condition vérifiée**

• **Armatures de répartition**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\leq \min \{4 \times 20, 45\text{cm}\}$$

**Sur appuis** :  $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm}$  **condition vérifiée**

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

**e. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant** (BAEL91mod99/Art A.5.1.2.1.)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1.5)$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{39.81 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.221 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.221 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**f. Justification des sections d'appuis** (BAEL91 mod 99/Art A.5.1.3)

$$A_a \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}} \dots \dots \dots (3.82)$$

$$A_s = \frac{39810}{1000 \times 348} = 0.114 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s = 0.114 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**g. Condition d'adhérence et d'entraînement des barres** (BAEL91 mod 99/Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \dots \dots \dots (3.83)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \dots \dots \dots (3.84)$$

Avec :

$$\psi_s = 1.5$$

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

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

$V_u$  : effort tranchant est égale à 39.81 KN

$\sum u_i$  : Somme des périmètres des barres :  $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$ .

$d$  : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{39.81 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**h. Ancrage des armatures** (BAEL 91 mod 99/Art 6, 1, 2, 3)

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} \dots \dots \dots (3.85)$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} \dots \dots \dots (3.86)$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

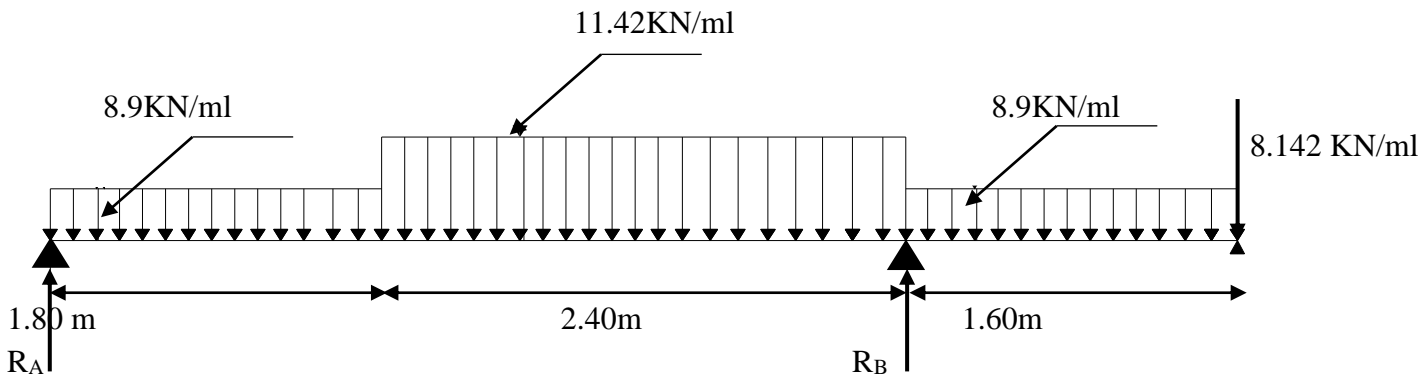
$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4 L_s$        $L_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

**3.3.6/Calcul à l'état limite de service**

$q_{\text{Spaillasse}}=11.42 \text{ kN/ml}$

$q_{\text{Spalier}}= 8.9\text{kN/ml}$



**Figure 3.30** : Schéma statique à l'ELS

**Calcul des efforts tranchants moments fléchissant**

$\sum F / y = 0$

$R_A + R_B = 1.80 \times 8.9 + 11.42 \times 2.4 + 8.9 \times 1.60 + 8.142 = 65.81 \text{ kN/ml.}$

$\sum M/A = 0.$

$\Rightarrow R_B \times 4.2 = 8.9 \times 1.8 \times 0.9 + 11.42 \times 2.4 \times \left(1.8 + \frac{2.4}{2}\right) + 8.9 \times 1.60 \times (1.8 + 2.4 + 0.8) + 8.142 \times 5.8$

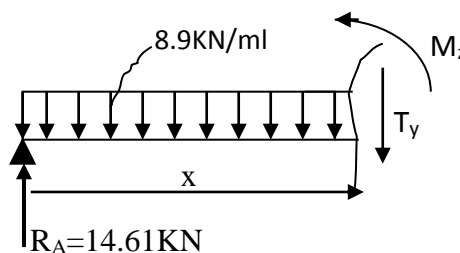
$4.2R_B = 215.07 \text{ kN.m}$

$R_B = \frac{215.07}{4.2} = 51.20 \text{ kN}$

$R_A = 65.81 - 51.20 = 14.61 \text{ kN}$

**Donc**  $R_B = 51.2 \text{ kN}$   
 $R_A = 14.61 \text{ kN}$

**1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m.}$

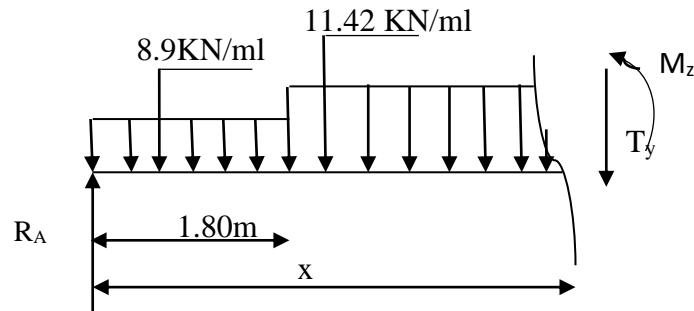


- $T(x) = R_A - 8.9x.$   $T(x=0) = R_A = 14.61 \text{ kN}$   
 $T(x=1.80) = 14.61 - 8.9 \times 1.80 = -1.41 \text{ kN.}$

- $M(x) = R_A x - 8.9 \frac{x^2}{2} = 14.61x - \frac{8.9}{2} x^2 = 14.61x - 4.45x^2.$

$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 1.80 \text{ m} & M(x=1.80) = 11.88 \text{ kN.m} \end{cases}$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.80m \leq x \leq 4.2m$ .



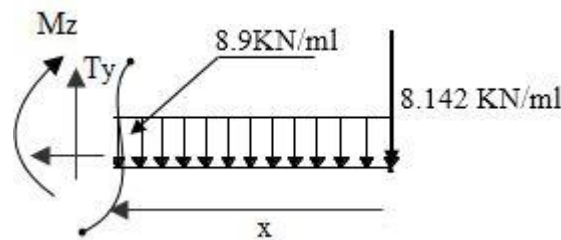
- $T(x) = R_A - 8.9(1.8) - 11.42(x - 1.80)$ 

$$\begin{cases} T(x=1.80m) = 14.61 - 16.02 = -1.41KN \\ T(x=4.2m) = 14.61 - 16.02 - 27.408 = -28.82KN \end{cases}$$

- $M(x) = R_A \cdot x - 8.9 \times 1.80(x - 0.9) - 11.42 \frac{(x - 1.8)^2}{2}$ .

$$\begin{cases} x = 1.80m & M(x=1.80) = 14.61 \times 1.8 - 8.9 \times 1.80(1.80 - 0.9) = 11.88KN.m \\ x = 4.20m & M(x=4.2) = 14.61 \times 4.2 - 8.9 \times 1.80(4.2 - 0.9) - 11.42x \frac{(4.2 - 1.8)^2}{2} = -24.39.KN.m \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.60m$ .



- $T(x) = 8.142 + 8.9x$ .
 
$$\begin{aligned} T(x=0) &= 8.142KN \\ T(x=1.60) &= 8.142 + 8.9 \times 1.60 = 22.38KN. \end{aligned}$$

- $M(x) = -8.142x - 8.9 \frac{x^2}{2} = -8.142x - 4.45x^2$ .

$$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0 KN.m. \\ x = 1.60m & M(x=1.60) = -24.41KN.m \end{cases}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \dots\dots\dots (3.87)$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 8.9 \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{8.9} = \frac{14.61}{12.39} = 1.64m$$

$$x = 1.64 m, \quad 1.64 \in [0; 1.8].$$

$$M(x=1.64) = 14.61 \times 1.64 - 4.45 \times 1.64^2 = 11.99KN.m$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $= -0.3 M_z^{max} = -3.60KN.m$
- en travées :  $= 0.85 M_z^{max} = 10.19KN.m$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.31) :

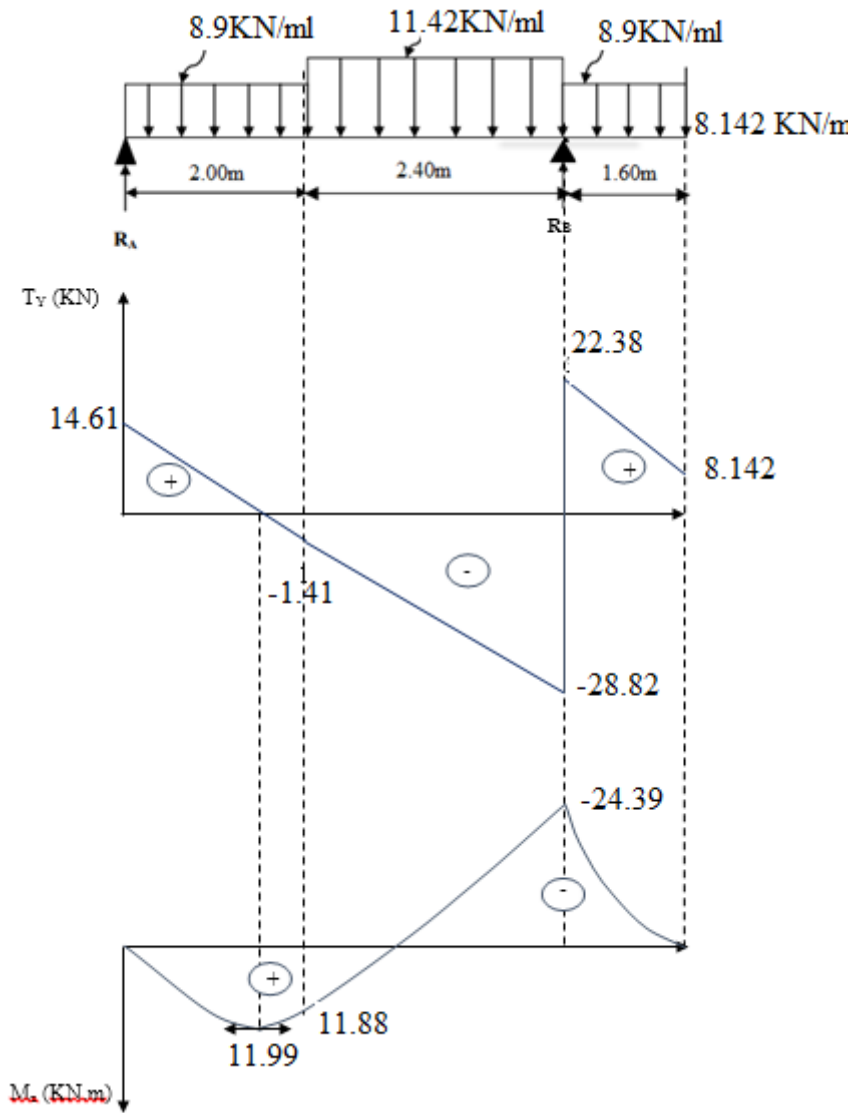


Figure 3.31 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

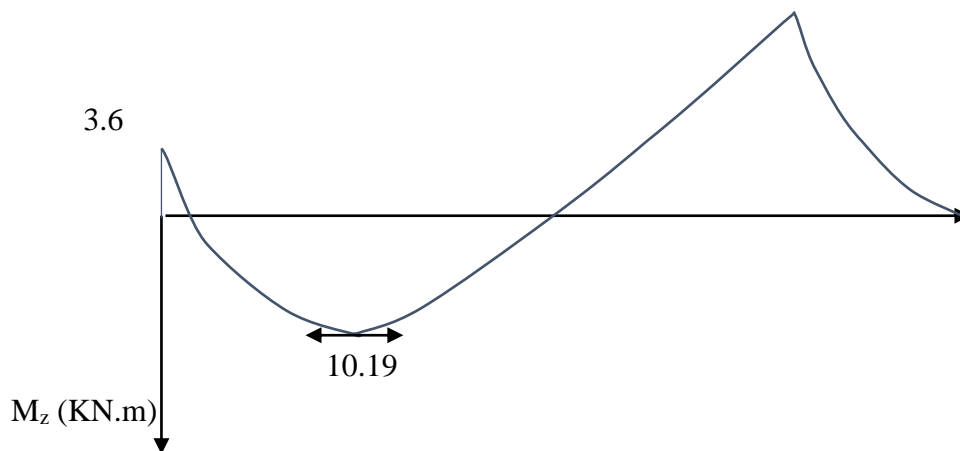


Figure 3.32 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)

**3.3.7/ Vérification à l'ELS**

**a. Vérification des armatures**

- Armatures longitudinales

❖ aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_{sa}}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots (3.88)$$

$$\mu_a = \frac{3.60 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu_a = 0.008 < 0.392 \Rightarrow$  S.S.A  $\longrightarrow$  Tableau  $\beta = 0.996$

$$A_a = \frac{M_s}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (3.89)$$

$$A_a = \frac{3.60 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0.577 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.577 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$  Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ En travée

$$\mu_t = \frac{M_{st}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.19 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$$
 S.S.A

$\mu_u = 0.022 \longrightarrow$  tableau  $\beta = 0.989$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{10.19 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.64 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$  Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (3.90)$$

Avec  $\sigma_{bc} = K \sigma_s$

➤ Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \dots\dots\dots (3.91) \quad \rho_1 = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174.$$

$$\rho_1 = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K = 58,53. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A_s \beta_1 d} \dots\dots\dots (3.92)$$

$$\sigma_s = \frac{3.60 \times 10^6}{314 \times 0.932 \times 180} = 68.34 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s \dots\dots\dots (3.93)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s = \frac{1}{58.53} \times 68.34 = 1.168 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.168 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$  La condition est vérifiée.

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \dots\dots\dots (3.94)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0,251 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.920 \\ K = \frac{1}{47.5} = 0.021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta d} = \frac{10.19 \times 10^6}{452 \times 0.920 \times 180} = 136.13 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 136.13 = 2.86 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,86 < 15 \text{MPa}$  **Condition vérifiée.**

**c. Vérification de la flèche** (BAEL 91 mod 99/B.6.5, 2)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

1)  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (3.95)$

2)  $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (3.96)$

3)  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \dots\dots\dots (3.97)$

avec ;

h : hauteur de la section est égale à 20cm

L : portée libre est égale à 420 cm

A : section des armatures tendues est égale à 6.78 cm<sup>2</sup>

M<sub>t</sub> : moment fléchissant max en travée à l'ELS=10.19KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.42 \times 4.2^2}{8} = 25.18 \text{KN.m}$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625$  **Condition non vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 > \frac{10.19}{10 \times 25.18} = 0.040$  **Condition vérifiée**

$\frac{4.52}{100 \times 18} = 0.00251 < \frac{4,20}{400} = 0.0105$  **Condition vérifiée**

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} \dots\dots\dots (3.98)$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots (3.99)$$

Avec :

$$M_t^{ser} = 10.19 \text{ KN.m}$$

$I_v$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots (3.99)$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2 \dots\dots\dots (3.100)$$

$$\triangleright V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \dots\dots\dots (3.101)$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d \dots\dots\dots (3.102)$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t \dots\dots\dots (3.103)$$

$$= 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$\triangleright V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_v = \frac{100}{3} [(10.26)^3 + (9.74)^3] + 15 \times 4.52 \times (9.74 - 2)^2 = 70863.60 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{10.19 \times 4200^2 \times 10^6}{10 \times 10818.866 \times 70863.6 \times 10^4} = 0,234 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$f = 0,234 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm}$  **La condition est vérifiée.**

**d. Etat limite d'ouverture des fissurations**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire. (BAEL91, modifiée 99/Art 5.3.4).

**Conclusion**

L'escalier sera ferrailé comme suit :

	<b>Armatures principales</b>	<b>Armatures de répartition</b>
<b>En travée</b>	4HA12( St =25 cm)	4HA8( St =25 cm)
<b>En appuis</b>	4HA10( St =25 cm)	4HA8( St =25 cm)

→Le plan de ferrailage est en annexe

### 3.4/ Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, sa portée est de 3.1m.(entre nus d'appuis).

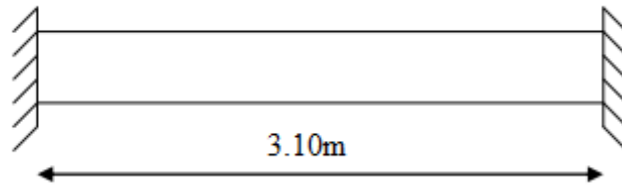


Figure 3.33: Schéma de la poutre palière

#### 3.4.1/prédimensionnement

- **Hauteur de la poutre**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \dots\dots\dots (3.104)$$

l : longueur libre entre nus d'appuis, égale à 310 cm

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66cm \leq h_t \leq 31cm$$

On opte pour  $h_t = 30cm$

- **La largeur**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \dots\dots\dots (3.105)$$

$$12cm \leq b \leq 21cm.$$

On opte pour  $b = 25cm$ .

#### 3.4.1.1/Vérification des dimensions (RPA 99 ; Art 7.5.1)

-  $b \geq 20cm$

-  $h_t \geq 30cm$

$$-\frac{h}{b} \leq 4$$

{	$b=25cm > 20cm$	<b>condition vérifiée</b>
	$h_t=30cm$	
	$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$	

La poutre palière sera de dimensions (25x30) cm.

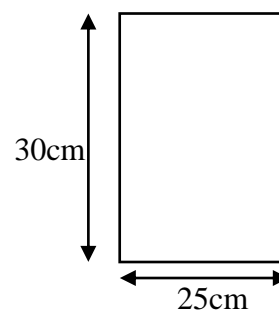


Figure 3.34 : Section de la poutre palière

### 3.4.1.2/ Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 0.3 \times 0.25 \times 25 \times 1 = 1.875 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Effort tranchant à l'appui à l'ELU :  $T_u = 30.81 \text{ kN}$

Effort tranchant à l'appui à l'ELS :  $T_s = 22.38 \text{ kN}$

### 3.4.2/ Calcul de la poutre palière à l'ELU

#### 3.4.2.1/ Calcul à l'ELU

##### a. Calcul du moment et de l'effort tranchant

$$Q_u = 1.35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + 2 \times \frac{30.81}{3.10} = 22.40 \text{ KN/ml}$$

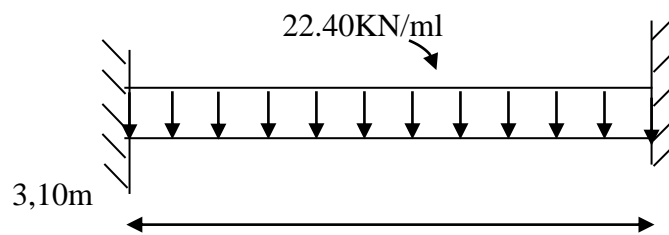


Figure 3.35 : Schéma statique de la poutre palière

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \dots\dots\dots (3.106)$$

$$M_u = \frac{22.40 \times 3.10^2}{8} = 26.91 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} \dots\dots\dots (3.107)$$

$$T_u = \frac{22.40 \times 3.10}{2} = 34.72 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

#### Aux appuis

$$M_a = (-0.3) M_u = -8.073 \text{ KN.m}$$

#### Aux travées

$$M_t = (0.85) M_u = 22.87 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont représentés dans la (Figure 3.4.4)

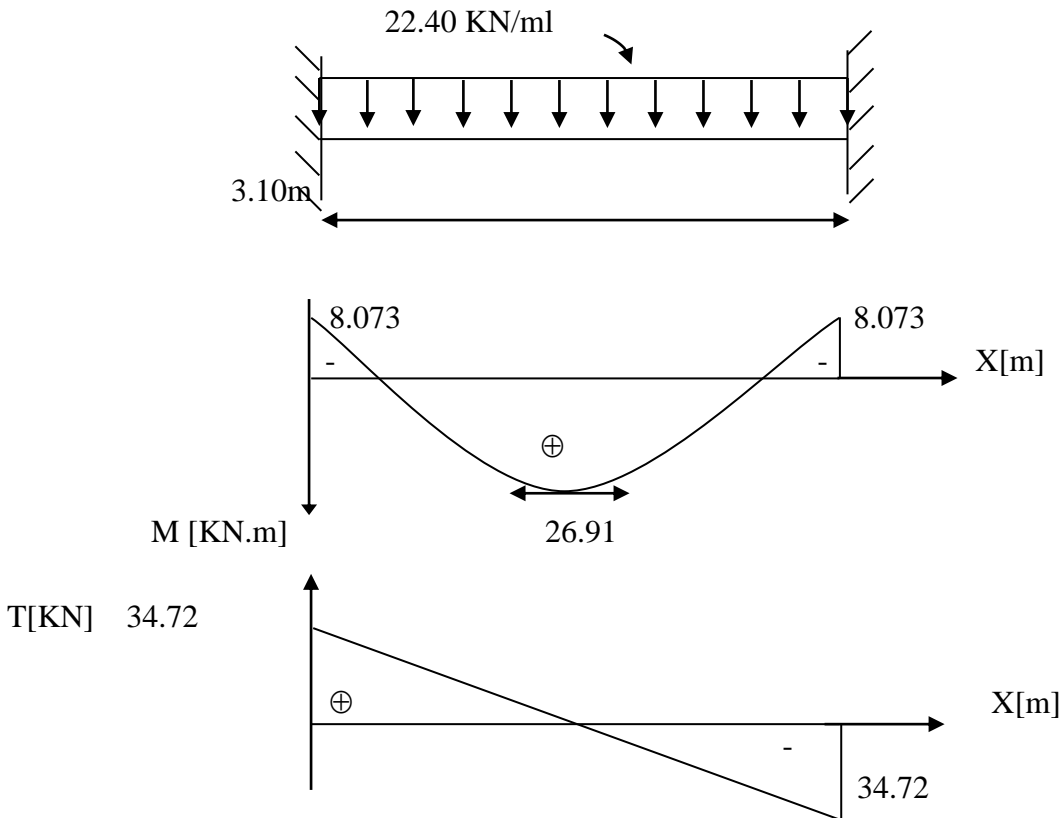
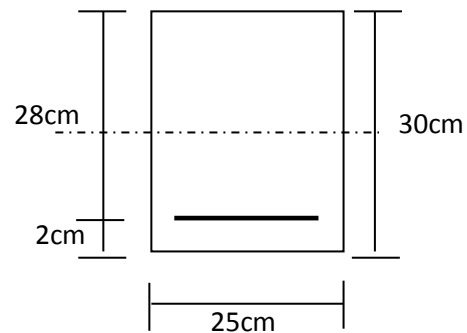


Figure 3.36 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

**b. Ferrailage**

• **En travée**

h= 30 cm,  
 d= 28 cm,  
 c = 2 cm,  
 b = 25 cm.



$$u_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots (3.108)$$

$$u_t = \frac{26.91 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,096$$

$u_t < u_r = 0,392$  la section est simplement armée.

$$u_t = 0.096 \Rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} \dots\dots\dots (3.109)$$

$$A_{ut} = \frac{26.91 \times 10^3}{0.949 \times 28 \times 348} = 2.91 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{ut} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

- **Aux appuis**

$$u_a = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots (3.110)$$

$$u_a = \frac{8.073 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.029$$

$u_a = 0.029 < u_r = 0.392$  la section est simplement armée

$$u_a = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{st}} \dots\dots\dots (3.111)$$

$$A_a = \frac{8.073 \times 10^3}{0.9855 \times 28 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

### 3.4.3/ Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/Art4.2.1)

$$A_{st} \succ A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (3.112)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### b. Condition de l'effort tranchant

Nous considérons la fissuration comme préjudiciable. Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \dots\dots\dots (3.113)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots (3.114)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34.72 \times 10}{25 \times 28} = 0.496 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Suivant l'article A.5.1.3.2 du BAEL91, modifié 99 :

- **Influence sur les aciers**

$$A_a \geq A_u = 1.15 \left( V_u + \frac{M_a}{a} \right) / f_e \dots\dots\dots (3.115)$$

$$A_u = 1.15 \left( 34.72 \times 100 - \frac{8.073 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) / 4000 = 0.91 \text{ cm}^2$$

$0.91 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2$       **Condition vérifiée.**

• **Influence sur béton**

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (3.117)$$

$$T_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 34.72 \text{ KN} < 420 \text{ KN}$       **Condition vérifiée.**

**d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres**

Suivant l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99, on doit vérifier :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \dots\dots\dots (3.118)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \dots\dots\dots (3.119)$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**e. les armatures transversales**

Suivant l'article A.7.2 du BAEL91, modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\max} \right\} \dots\dots\dots (3.120)$$

$\phi_{\max}$  : Diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1.4 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA 8. Donc On adopte 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>.

**f. Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale**

$$l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots (3.121)$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right) \dots\dots (3.122)$$

$$= \min \left( \frac{30}{4}, 12 \times 1.2, 30 \right) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 7.5 \text{ cm}$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm. .... (3.123)$$

Soit :  $S_t = 15cm$

Selon le RPA 99 modifier 2003 la section d'armatures transversales doit vérifier

$$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t}^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

**g. Longueur de scellement droit**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. Suivant l'article A.6.1.22 du BAEL91, modifié

99 :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} ..... (3.124)$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.20 \text{ cm.}$$

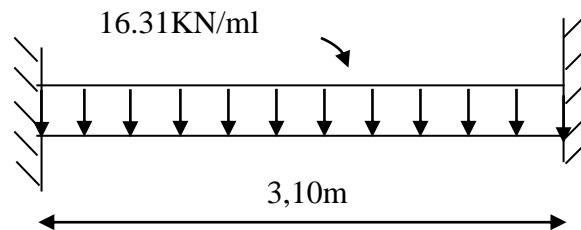
Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0.4l_s = 0.4 \times 42.20 = 16.88 \text{ cm}$

On prend 17cm

**3.4.4/calcul à l'ELS**

**a. Calcul du moment et de l'effort tranchant**

$$Q_s = G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1.875 + 2 \times \frac{22.38}{3.10} = 16.31 \text{ KN/ml}$$



**Figure 3.37 : Schéma statique de la poutre palière**

Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} ..... (3.125)$$

$$M_s = \frac{16.31 \times 3.10^2}{8} = 19.60 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2} . ..... (3.126)$$

$$T_u = \frac{16.31 \times 3.10}{2} = 25.28 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

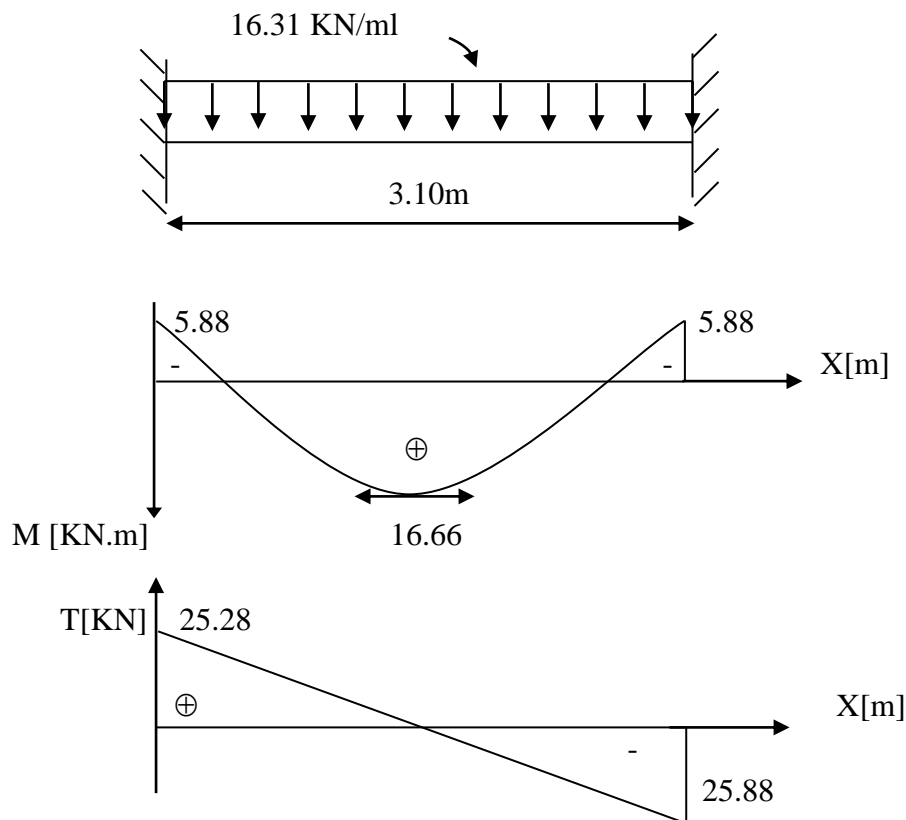
**Aux appuis**

$$M_a = (-0.3) M_s = -5.88 \text{ KN.m}$$

**Aux travées**

$$M_t = (0.85) M_s = 16.66 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont représentés dans la (Figure 3.4.6)



**Figure 3.38 :** Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

### 3.4.5/ Vérification à l'ELS

**a. Etat limite de compression dans le béton**

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

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} \dots\dots\dots (3.127)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.270 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a S}{\beta_1 \times d \times A_a} \dots\dots\dots (3.128)$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.88 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.35} = 98.20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 2.42 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée**

$$\rho_s = \frac{100A_t}{bd} \dots\dots\dots (3.129) \quad \rho_s = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.315 \\ \beta_1 = 0.895 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_s} \dots\dots\dots (3.130)$$

$$\sigma_{St} = \frac{16.66 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 196.10 \text{MPa} < \bar{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = 348 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{196.10}{15} \times \frac{0.315}{1 - 0.315} = 6.01 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification de la flèche**

Suivant l'article A.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (3.131)$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots (3.132)$

•  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3.133)$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0.097 > \frac{16.66}{10 \times 19.60} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{3.39}{25 \times 28} = 0.00484 < 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc nous nous dispensons du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**c. Etat limite de déformation**

La fissuration étant peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

La poutre palière sera ferrailé comme suit :

En travée	En appuis	Armatures transversales
3HA12 (St = 10 cm)	3HA10 (St = 10 cm)	4 HA8

→Le plan de ferrailage est en annexe

### 3.5/ Les balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumis à des charges permanentes, au poids propre du garde de corps ainsi qu'aux surcharges d'exploitations. Ils sont constitués de dalle pleine dont les dimensions sont comme suit :

- largeur  $L = 1.20 \text{ m}$  ;
- un garde de corps de hauteur  $h = 1\text{m}$  en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bonde de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit

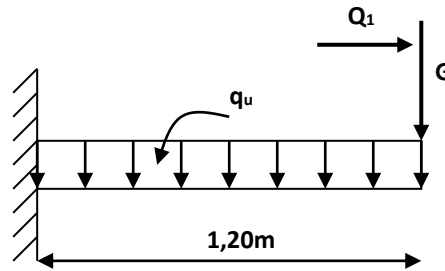


Figure 3.39 : Schéma statique du balcon

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G$  : charge permanente du garde corps.

$Q_1$  : surcharge du garde corps.

#### 3.5.1/ Dimensionnement des balcons

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (3.134)$$

$L$  : Largeur du balcon, égale à 120 cm.

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend:  $e_p = 15\text{cm}$

#### 3.5.2/ Détermination des sollicitations

##### a. Charge et surcharge du balcon

Tableau 3.3 : Evaluation des charges du garde corps

Désignation des éléments	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
briques creuses	9	0.1	0.9
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
enduit intérieur	10	0.02	0.2
			<b>G<sub>1</sub> = 1.46</b>

-Poids de la dalle :  $G = 5.27\text{kN/ml}$  (tableau 2.3)

-Charge du garde-corps :  $G = 1.46 \times 1\text{ml} = 1.46\text{kN/ml}$ .

-Charge due à la main courante (horizontale) :  $Q_1 = 1\text{kN/ml}$ .

-Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

**b. Combinaison des charges****• ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (3.135)$$

**Dalle :**

$$q_{u1} = (1.35 \times 5.27) + 1.5 (3.5) = 12.36 \text{ KN/ml}$$

**Garde de corps :**

$$q_{u2} = (1.35 \times 1.46) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

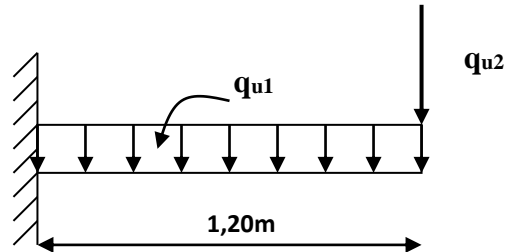


Figure 3.40: Schéma statique de calcul à l'ELU.

**• ELS**

$$q_s = G + Q \dots \dots \dots (3.136)$$

**Dalle :**

$$q_{s1} = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

**Garde de corps :**

$$q_{s2} = 1.46 \text{ KN/ml}$$

**Main courante**

$$q_{s3} = 1 \text{ KN/ml.}$$

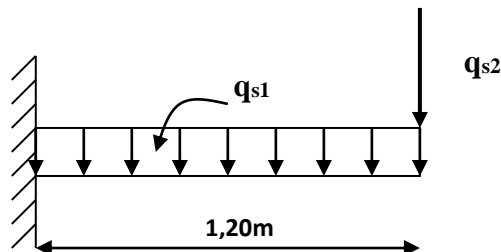


Figure 3.41: Schéma statique de calcul à l'ELS.

**3.5.3/ Calcul du balcon à l'ELU****• Calcul du moment fléchissant**

-Le moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  » :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.36 \times 1.20^2}{2} = 8.899 \text{ KN.m}$$

-Le moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  » :

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 1.97 \times 1.20 = 2.364 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 11.263 \text{ KN.m}$$

**• Calcul de l'effort tranchant**

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u1}$

$$T_{q_{u1}} = q_{u1} \times l = 12.36 \times 1.20 = 14.83 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u2}$

$$T_{qu2} = q_{u2} = 1.97 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 14.83 + 1.97 = 16.8 \text{ kN}$$

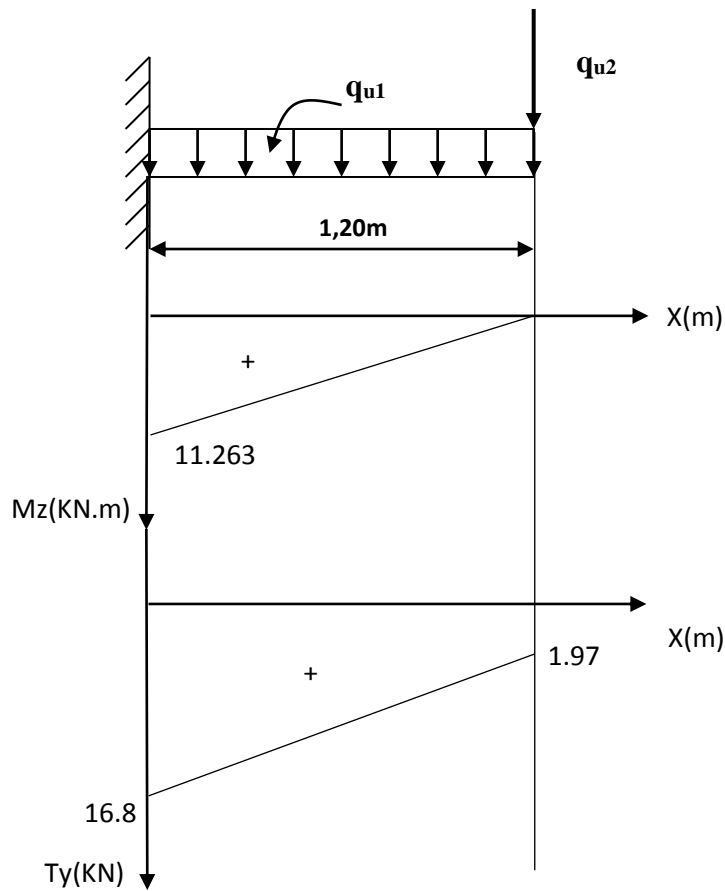


Figure 3.42 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

### 3.5.4/ Ferrailage du balcon à l'ELU

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

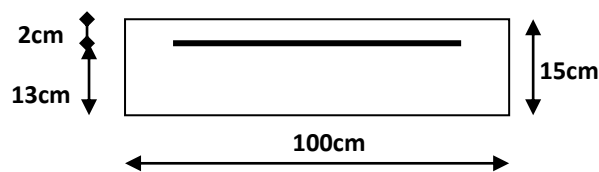


Figure 3.43: Schéma statique de calcul

- Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (3.137)$$

$$\mu = \frac{11.263 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0,392 \text{ La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \dots\dots\dots (3.138)$$

$$A_s = \frac{11.263 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** Avec :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \dots\dots (3.139)$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** (espacées de 20cm).

### 3.5.5/ Vérifications à L'ELU

#### a. Condition de non fragilité du béton (BAEL91 mod 99/Art.4.2,1)

$$A_{st} > A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (3.140)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$       **Condition vérifiée**

#### b. Espacement des barres (BAEL91 mod 99/Art.8.2, 42)

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots (3.141)$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 15, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition**

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

$$S_t \leq \min \{4 \times 15, 45 \text{ cm}\}$$

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### c. Vérification aux cisaillements (BAEL91 mod 99/Art.5.1, 211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (3.142)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \dots\dots\dots (3.143)$$

$$\tau_u = \frac{16.8 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$       **Condition vérifiée**

**d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91 mod99/Art.6.1, 255)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \dots \dots \dots (3.144)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \dots \dots \dots (3.145)$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi \dots \dots \dots (3.146)$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16800}{0.9 \times 130 \times 15.07} = 0.953 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.953 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Longueur de scellement**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} \dots \dots \dots (3.147)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$= \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}, \text{ on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit :  $L_s = 20 \text{ cm.}$ 

Les armatures calculées sont suffisantes.

**3.5.6/ Calcul à L'ELS****• Calcul du moment fléchissant**-Le moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  » :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8.77 \times 1.20^2}{2} = 6.314 \text{KN.m}$$

-Le moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  » :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.46 \times 1.20 = 1.752 \text{KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8.066 \text{KN.m}$$

**• Calcul de l'effort tranchant**- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{s1}$ 

$$T_{qs1} = q_{s1} \times l = 8.77 \times 1.20 = 10.524 \text{kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{s2}$ 

$$T_{qs2} = q_{s2} = 1.46 \text{kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_s = T_{qs1} + T_{qs2} = 10.524 + 1.46 = 11.984 \text{ kN}$$

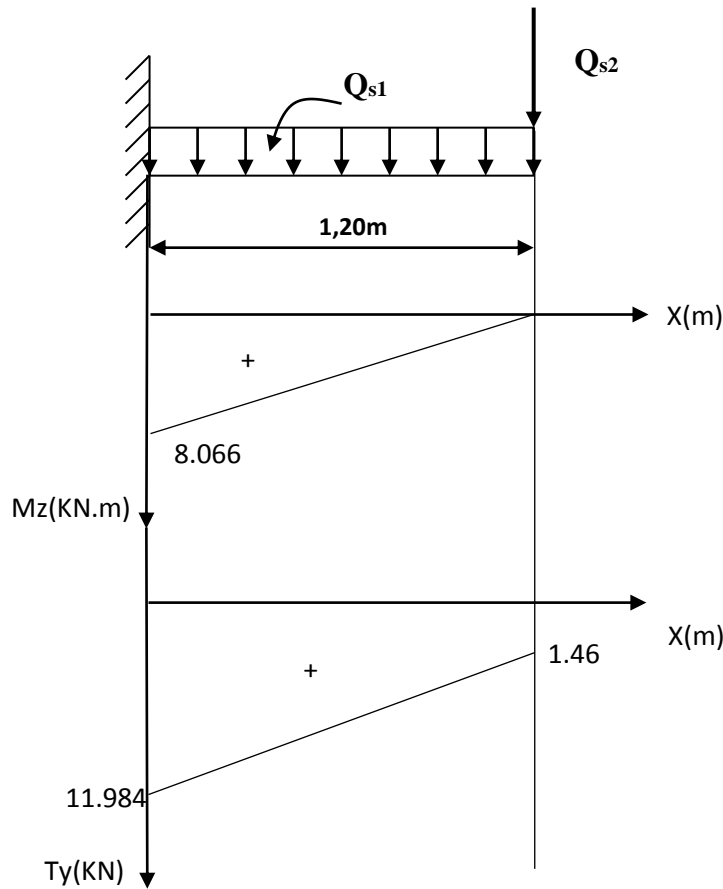


Figure 3.44 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

### 3.5.7/ Vérification à l'ELS

#### a. Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration étant préjudiciable, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec  $\sigma_{bc} = K \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \dots \dots \dots (3.148)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347.$$

$$\rho_1 = 0.347 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.9085 \\ K_1 = 39.65. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \dots \dots \dots (3.149)$$

$$\sigma_s = \frac{8.066 \times 10^6}{452 \times 0.9085 \times 130} = 151.10 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s \dots\dots\dots (3.150)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s = \frac{1}{39.65} \times 151.10 = 3.81 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.81 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures** (BAEL91 mod 99/ Art.5.3,2)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

**c. Vérification de la flèche** (BAEL91 mod 99/B.6.5, 2)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (3.151)$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (3.152)$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \dots\dots\dots (3.153)$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.066}{10 \times 8.066} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$-\frac{4.52}{100 \times 13} = 0.00347 < \frac{4,20}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Conclusion**

Le balcon sera ferrailé comme suit :

Armature principales	Armatures transversales
4HA12 (St =25 cm)	5HA8 (St = 20cm)

→Le plan de ferrailage est en annexe

### 3.6/ Salle machine

L'ascenseur sert à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage, c'est la cage d'ascenseur. Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(2 \times 2 = 4 \text{ m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

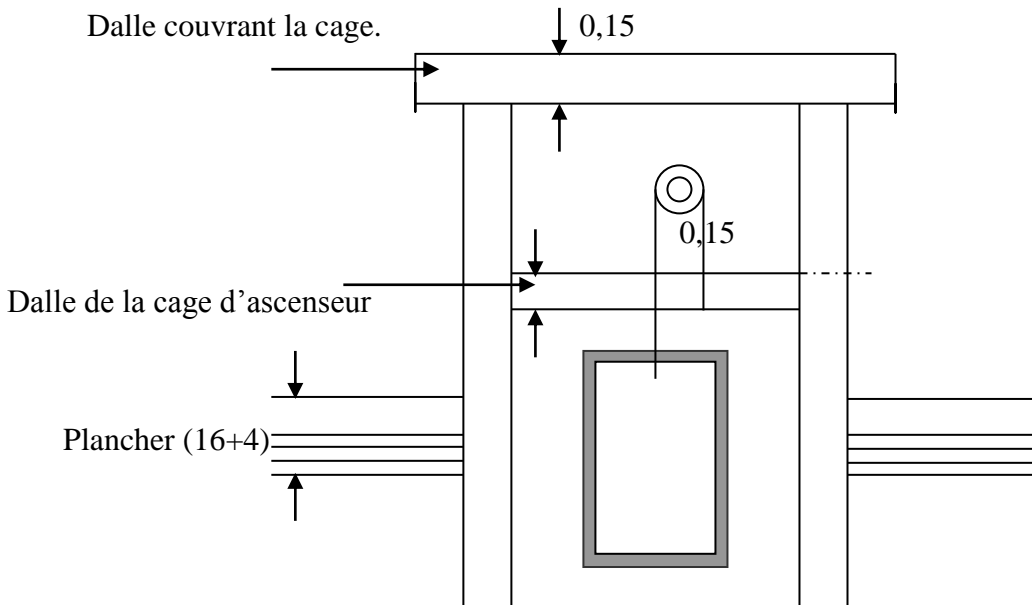


Figure 3.45 : schéma de l'ascenseur.

#### 3.6.1/ Dimensionnement de la salle machine

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :  $h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} \dots \dots \dots (3.154)$

avec :  $L_{\max} = 2.00\text{m}$ .

Ce qui donne :  $h_t \geq 6.66 \text{ cm}$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm

On opte :  $h_t = 15 \text{ cm}$

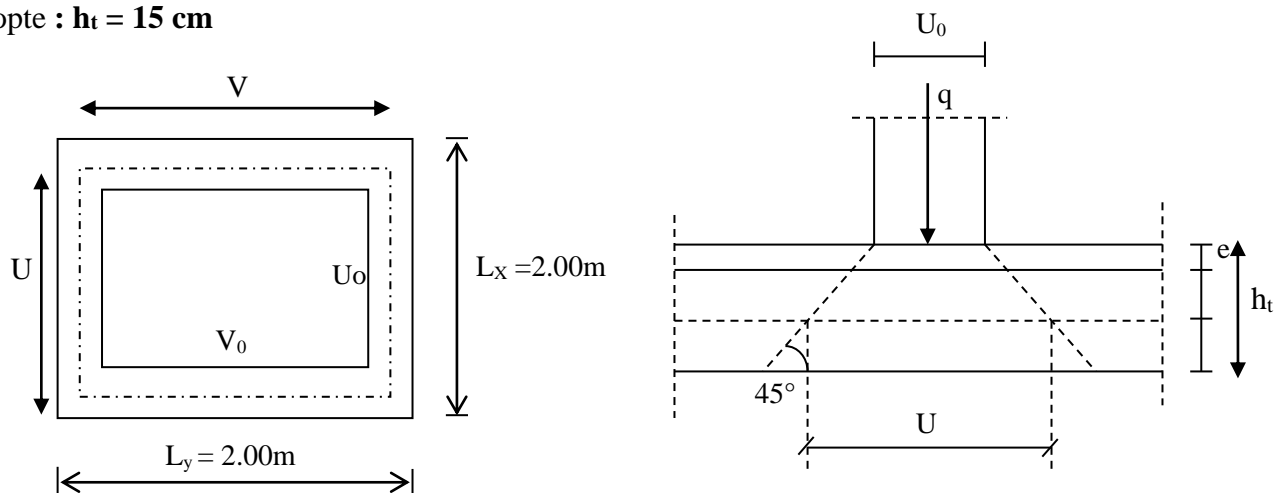


Figure 3.46 : Schéma de la salle machine

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge permanente localisée centrée au milieu de panneau, agissant sur un rectangle ( $U_0 \times V_0$ ) (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments

dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson

Avec :  $M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

q: charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

$$U = U_0 + 2 e + h_t \dots\dots\dots(3.155)$$

$$V = V_0 + 2 e + h_t \dots\dots\dots(3.156)$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur de la dalle ( $h_t = 15$  cm).

e: épaisseur du revêtement(e=5cm).

$U_0, V_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0=V_0= 80$ cm).

D'où:

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{200} = 1 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

### 3.6.2/ Détermination des sollicitations

#### • à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (3.157)$$

$$P_u = 1.35 P \dots\dots\dots (3.158)$$

Avec

$G = \gamma_b \times h_t = (25 \times 0.15) \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml}$  : poids propre de la dalle

$Q = 1 \text{ kN/ml}$  : La surcharge d'exploitation.

$q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.5625 \text{ kN/ml}$  (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m).

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml}$  (charge concentrée due au système de levage)

#### • à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

### 3.6.3/ Calcul des moments agissant sur la dalle

#### a. Evaluation du moment $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2) \dots\dots\dots (3.159)$$

$$M_y = q(M_2 + v \cdot M_1) \dots \dots \dots (3.160)$$

Avec

$v$  : Coefficient de Poisson

$v = 0$  à l'ELU,

$v = 0.2$  à l'ELS.

$M_1$  et  $M_2$  : Moments déterminés à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{U}{L_y}$  des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{200} = 0.525$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.525$$

Après Interpolation, nous trouvons :  $M_1 = 0.0865$  et  $M_2 = 0.0865$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0865 = 10.509 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0865 = 10.509 \text{ KN.m}$$

### b. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \dots \dots \dots (3.161)$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \dots \dots \dots (3.162)$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$d'où : M_{x2} = 0.0368 \times 6.5625 \times 2^2 = 0.966 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.966 \text{ KN.m.}$$

### Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.509 + 0.966 = 11.475 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.509 + 0.966 = 11.475 \text{ KN.m.}$$

### Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_x = 9.753 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_y = 9.753 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.442 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -3.442 \text{ KN.m}$$

### 3.6.4/ Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

➤ **Sens x-x**

• **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \dots \dots \dots (3.163)$$

$$\mu = \frac{9.753 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0406$$

On a :  $\mu = 0.0406 < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée,

$$\mu = 0.0406 \Rightarrow \beta = 0.9795$$

$$A_t = \frac{M_{u't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \dots \dots \dots (3.164)$$

$$A_t = \frac{9.753 \times 10^3}{0.9795 \times 13 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3.442 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a :  $\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.442 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Sens y-y**

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{u't}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{9.753 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0406$$

On a :  $\mu = 0.0406 < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée,

$$\mu = 0.0406 \Rightarrow \beta = 0.9795$$

$$A_t = \frac{M_{u't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

$$A_t = \frac{9.753 \times 10^3}{0.9795 \times 13 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3.442 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a :  $\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$\mu = 0.014 \quad \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.442 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 3.6.5/ Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (ArtA421, BAEL 91)

##### • Armatures inférieures

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

$$W = W_0 \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \dots \dots \dots (3.165)$$

Avec :  $\rho = 0.85$

$$W = \frac{A_{\min}}{S} \dots \dots \dots (3.166)$$

Avec  $A_{\min}$ : section minimale d'armatures.

$S$  : section totale du béton.

$W_0$ : Taux d'acier minimal égale 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.85}{2} \right) = 0.00086$$

$$A_{\min} = 0.00086 \times (15 \times 100) = 1.29 \text{ cm}^2$$

##### • Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

##### • En travée

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

##### • En appuis

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### b. Diamètre minimal des barres (A.7.21 du BAEL91, modifié 99):

Il faut vérifier la condition suivante :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### c. Ecartement des barres (A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

✓ Armatures // à  $l_x$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

✓ **Armatures // à  $l_y$**

$$S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm}).$$

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

#### d. Condition de non poinçonnement

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (3.167)$$

Avec

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}.$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$N_u = 121.5 < \left( 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 \right) = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

#### e. Vérification des contraintes tangentielles (BAEL91, mod 99/A.5.1.2.1)

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge. On a  $U < V$ , alors :

$$\text{Sens x-x } T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}.$$

$$\text{Sens y-y } T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{28.57}{1 \times 0.13} = 219.77 \text{ KN/m}^2 = 0.21 \text{ MPa} < \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.** Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est recuse.

### 3.6.6/ Vérification à l'ELS

#### a. Evaluation du moment $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_s (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = p_s (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec

$v$  : Coefficient de poisson

$v = 0$  à l'ELU,

$v = 0.2$  à l'ELS.

$M_1$  et  $M_2$  : Moments déterminés à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{U}{L_y}$  des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{200} = 0.525$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.525$$

Après Interpolation, nous trouvons :  $M_1 = 0.0865$  et  $M_2 = 0.0865$

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + 0.2 M_2) = 90 \times (0.0865 + 0.2 \times 0.0865) = 9.342 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = p_s \times (M_2 + 0.2 M_1) = 90 \times (0.0865 + 0.2 \times 0.0865) = 9.342 \text{ KN.m}$$

**b. Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle**

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0.0422$$

$$\mu_y = 1$$

$$D'où: M_{x2} = 0.0422 \times 3.75 \times 2^2 = 0.633 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.633 \text{ KN.m.}$$

**Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.342 + 0.633 = 9.975 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.342 + 0.633 = 9.975 \text{ KN.m.}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :  $M_t = 0.85M$** 

$$M_{xt} = 0.85M_x = 8.478 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_y = 8.478 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :  $M_a = -0.3M$** 

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -2.992 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.992 \text{ KN.m}$$

**c. Vérification des contraintes dans le béton**

- **Aux appuis**  $M_a = 2.992 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.992 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 122.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 122.33 = 1.96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée**  $M_t = 8.478 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.478 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 225.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 225.51 = 4.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**d. Etat limite de fissuration**

Dans le cas de dalle appuyée sur quatre cotés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \dots \dots \dots (3.168)$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (3.169)$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{200} = 0.075 \geq \frac{9.975}{20 \times 9.975} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00424 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion**

La salle machine sera ferrillée comme suit :

	<b>Aux appuis</b>	<b>En travée</b>
<b>Sens X-X</b>	4 HA8 (St=25cm)	4 HA10 (St=25cm)
<b>Sens Y-Y</b>	4 HA8 (St=25cm)	4 HA10 (St=25cm)

→Le plan de ferrailage est en annexe

# **Chapitre 4**

## **Etude du contreventement**

## Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a. des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b. système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages.
- c. des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « graines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d. très souvent, il est avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends.  
Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

### 4.1/ Caractéristiques géométriques des portiques

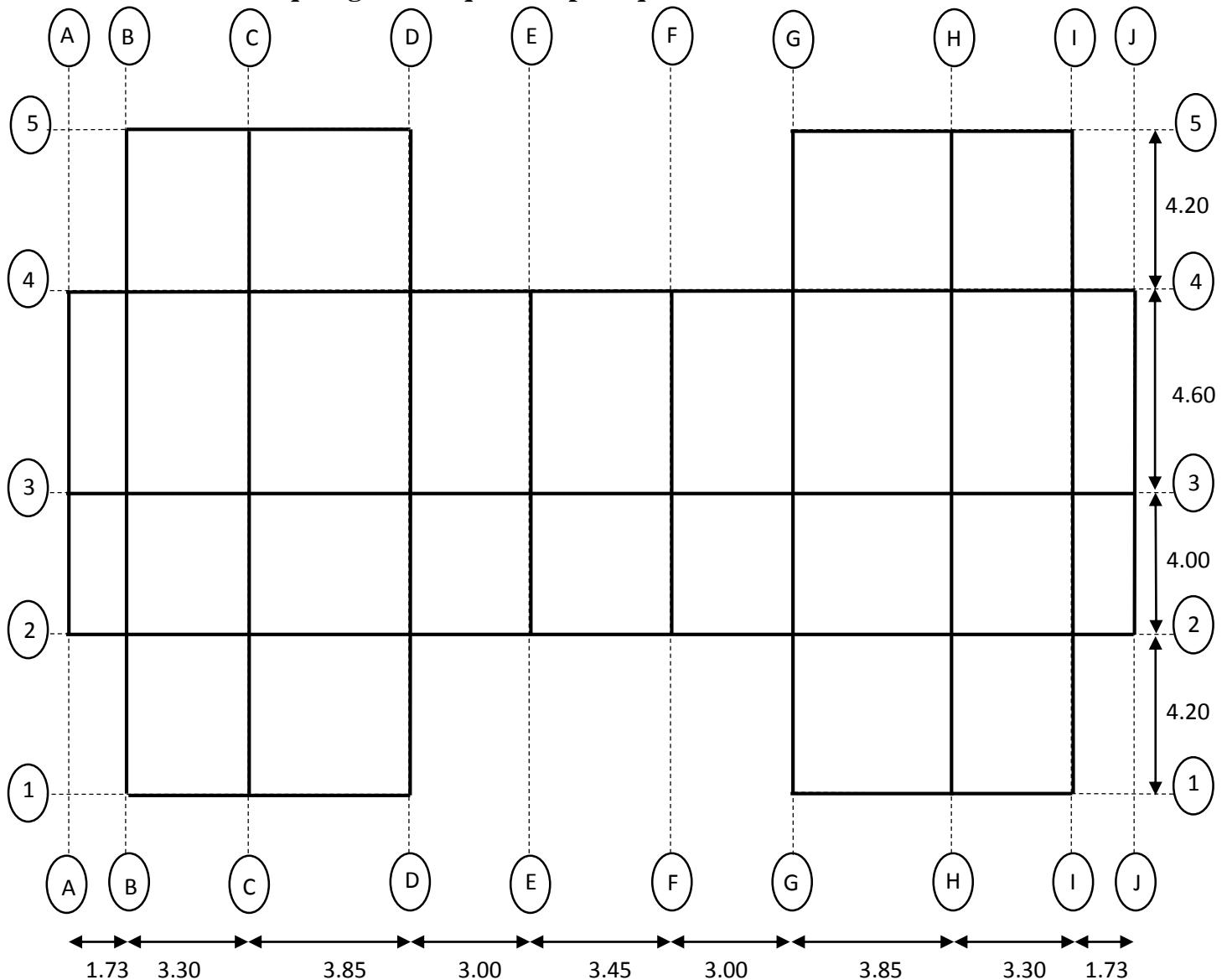


Figure 4.1 : Vue en plan des axes des portiques

### 4.1.1/ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation,
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux,
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente,
- Rigidités linéaires des poteaux :  $K_p = \frac{I_p}{H_c} \dots \dots \dots (4.1)$
- Rigidités linéaires des poutres :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c} \dots \dots \dots (4.2)$

Avec

**I**: moment d'inertie de l'élément,

**L<sub>c</sub>**: longueur calculée de la poutre :

**h<sub>c</sub>**: hauteur calculée du poteau :

$$l_c = \min \left( \bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right) \dots \dots \dots (4.3)$$

$\bar{l}$ : Longueur entre nus des appuis,

$e_{pr}$ : Épaisseur de la poutre,

$l_0$ : Longueur entre axes des poteaux,

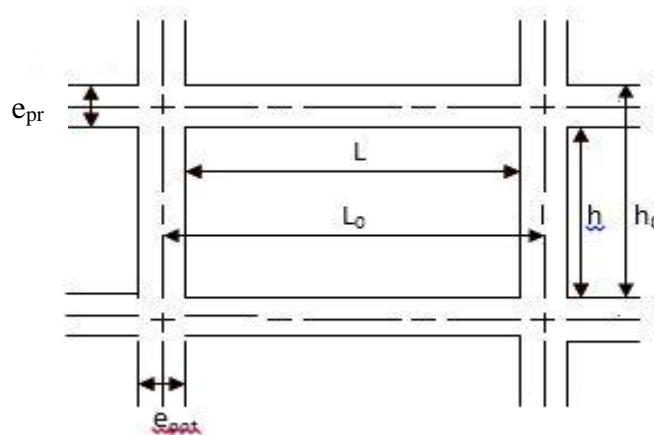
$$h_c = \min \left( \bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0 \right) \dots \dots \dots (4.4)$$

$\bar{h}$ : Hauteur entre nus des appuis,

$e_p$ : Épaisseur du poteau.

$h_0$ : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

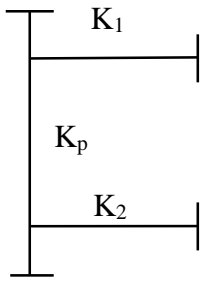
La figure (4.2) illustre les différents éléments pré définis :



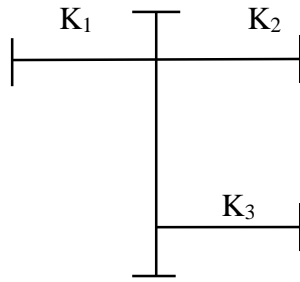
**Figure 4.2** : Coupe verticale d'un niveau

**4.1.2/ Calcul des coefficients relatifs aux portiques**

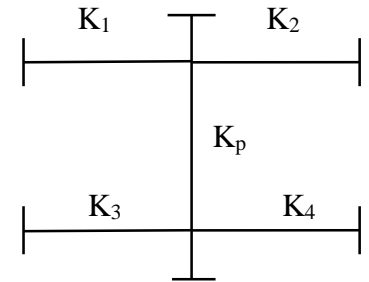
✓ Cas d'étage courant



$$k_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} \dots\dots (4.5)$$

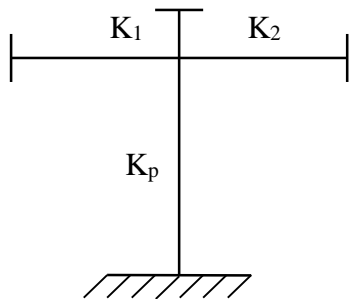


$$k_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p} \dots (4.6)$$

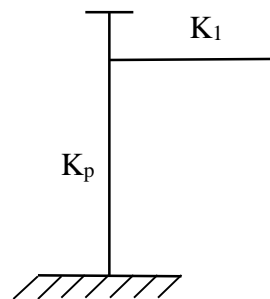


$$k_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \dots\dots (4.7)$$

✓ Cas de RDC



$$k_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p} \dots\dots (4.8)$$



$$k_j = \frac{K_1}{K_p} \dots\dots (4.9)$$

**4.1.3/ Calcul des coefficients correcteurs**

✓ Niveau courant

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j} \dots\dots (4.10)$$

✓ RDC

✚ poteau encastré :  $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j} \dots\dots (4.11)$

✚ poteau articulé :  $a_{ij} = \frac{0.5 \times K_j}{1 + 2K_j} \dots\dots (4.12)$

**4.1.4/ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens**

✓ Niveau courant :

$$R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2} \dots\dots (4.13)$$

avec  $E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

✓ RDC

✚ poteau encastré à sa base:  $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{12 \times E}{h_c^2} \dots\dots (4.14)$

✚ poteau articulé à sa base :  $R_j^i = a_{ij} \times K_p \times \frac{3 \times E}{h_c^2} \dots\dots (4.15)$

Avec Hc: hauteur du poteau calculé,

Ei: module de déformation instantané du béton= 32164.2 MPa.

#### 4.1.5/Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)

$$R_{jx} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \dots\dots (4.16) \Rightarrow \text{calcul suivant le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \dots\dots (4.17) \Rightarrow \text{calcul suivant le sens transversal.}$$

- Calcul suivant le sens transversal (y-y)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

#### ➤ Poteaux

**Tableau 4.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal**

niveaux	Poteaux	h(cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	H <sub>c</sub> (cm)	I <sub>pot</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )
<b>6 à 8</b> <b>(30x35)</b>	1	266	35	283.5	78750	277.777778
	2	266	35	283.5	78750	277.777778
	3	266	35	283.5	78750	277.777778
	4	266	35	283.5	78750	277.777778
	5	266	35	283.5	78750	277.777778
<b>3 à 5</b> <b>(35x40)</b>	1	266	40	286	142916.667	499.708625
	2	266	40	286	142916.667	499.708625
	3	266	40	286	142916.667	499.708625
	4	266	40	286	142916.667	499.708625
	5	266	40	286	142916.667	499.708625
<b>RDC à 2</b> <b>(40x45)</b>	1	266	45	288.5	240000	831.889081
	2	266	45	288.5	240000	831.889081
	3	266	45	288.5	240000	831.889081
	4	266	45	288.5	240000	831.889081
	5	266	45	288.5	240000	831.889081

## ➤ Poutres

**Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal**

niveaux	travées	L(cm)	h <sub>pout</sub> (cm)	Lc(cm)	I <sub>pout</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>pout</sub> (cm <sup>3</sup> )
<b>6 à 8</b> <b>(30x40)</b>	1-2	385	40	405	160000	395.061728
	2-3	365	40	385	160000	415.584416
	3-4	425	40	445	160000	359.550562
	4-5	385	40	405	160000	395.061728
<b>3à5</b> <b>(30x40)</b>	1-2	380	40	400	160000	400
	2-3	360	40	380	160000	421.052632
	3-4	420	40	440	160000	363.636364
	4-5	380	40	400	160000	400
<b>RDC à 2</b> <b>(30x40)</b>	1-2	375	40	395	160000	405.063291
	2-3	355	40	375	160000	426.666667
	3-4	415	40	435	160000	367.816092
	4-5	375	40	395	160000	405.063291

- Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

## ➤ Poteaux

**Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.**

niveaux	Poteaux	h(cm)	e pot	Hc	I pot(cm <sup>4</sup> )	Kpot(cm <sup>3</sup> )
<b>6 à 8</b> <b>(30x35)</b>	A	276	30	291	107187.5	368.341924
	B	276	30	291	107187.5	368.341924
	C	276	30	291	107187.5	368.341924
	D	276	30	291	107187.5	368.341924
	E	276	30	291	107187.5	368.341924
	F	276	30	291	107187.5	368.341924
	G	276	30	291	107187.5	368.341924
	H	276	30	291	107187.5	368.341924
	I	276	30	291	107187.5	368.341924
	J	276	30	291	107187.5	368.341924
<b>3 à 5</b> <b>(35x40)</b>	A	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	B	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	C	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	D	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	E	276	35	293.5	186666.667	636.002271

	F	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	J	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	H	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	I	276	35	293.5	186666.667	636.002271
	J	276	35	293.5	186666.667	636.002271
<b>RDC à 2 (40x45)</b>	A	276	40	296	303750	1026.18243
	B	276	40	296	303750	1026.18243
	C	276	40	296	303750	1026.18243
	D	276	40	296	303750	1026.18243
	E	276	40	296	303750	1026.18243
	F	276	40	296	303750	1026.18243
	J	276	40	296	303750	1026.18243
	H	276	40	296	303750	1026.18243
	I	276	40	296	303750	1026.18243
	J	276	40	296	303750	1026.18243

➤ **Poutres :**

**Tableau 4.4 :** Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveaux	Travées	L (m)	H <sub>poutres</sub> (cm)	Lc (cm)	I <sub>poutre</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>poutre</sub> (cm <sup>3</sup> )
<b>6 à 8 (20x30)</b>	A B	143	30	158	45000	284.810127
	B C	300	30	315	45000	142.857143
	C D	355	30	370	45000	121.621622
	D E	270	30	285	45000	157.894737
	E F	315	30	330	45000	136.363636
	F G	270	30	285	45000	157.894737
	G H	355	30	370	45000	121.621622
	H I	300	30	315	45000	142.857143
	I J	143	30	158	45000	284.810127
<b>3 à 5 (20x30)</b>	A B	138	30	153	45000	294.117647
	B C	295	30	310	45000	145.16129
	C D	350	30	365	45000	123.287671
	D E	265	30	280	45000	160.714286
	E F	310	30	325	45000	138.461538

	FG	265	30	280	45000	160.714286
	GH	350	30	365	45000	123.287671
	HI	295	30	310	45000	145.16129
	IJ	138	30	153	45000	294.117647
<b>RDC à 2 (20x30)</b>	AB	133	30	148	45000	304.054054
	BC	290	30	305	45000	147.540984
	CD	345	30	360	45000	125
	DE	260	30	275	45000	163.636364
	EF	305	30	320	45000	140.625
	FG	260	30	275	45000	163.636364
	GH	345	30	360	45000	125
	HI	290	30	305	45000	147.540984
	IJ	133	30	148	45000	304.054054

Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

**Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux**

Niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm <sup>4</sup> )	Kpot (cm <sup>3</sup> )	k poutre (cm <sup>3</sup> )	k	aj	Rjy (KN/cm <sup>2</sup> )	Rjy (KN/cm <sup>2</sup> )
<b>6 à 8</b>	1	283.5	78750	277.777	222.222	0.8	0.285	38.113	252.794
	2	283.5	78750	277.777	233.766	1.6415	0.450	60.133	
	3	283.5	78750	277.777	202.247	1.5696	0.439	58.657	
	4	283.5	78750	277.777	222.222	1.5280	0.433	57.776	
	5	283.5	78750	277.777	/	0.8	0.285	38.113	
<b>3 à 5</b>	1	286	142916.6667	499.708	225	0.4502	0.183	43.330	304.302
	2	286	142916.6667	499.708	236.842	0.9242	0.316	74.525	
	3	286	142916.6667	499.708	204.545	0.8832	0.306	72.236	
	4	286	142916.6667	499.708	225	0.8595	0.300	70.880	
	5	286	142916.6667	499.708	/	0.4502	0.183	43.330	
<b>RDC à 2</b>	1	288.5	240000	831.889	227.848	0.5477	0.411	158.648	911.186
	2	288.5	240000	831.889	240	1.1247	0.5199	200.587	
	3	288.5	240000	831.889	206.896	1.0744	0.512	197.553	
	4	288.5	240000	831.889	227.848	1.0451	0.507	195.747	
	5	288.5	240000	831.889	/	0.5477	0.411	158.648	

Rigidité des portiques longitudinaux (X-X)

**Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.**

Niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm <sup>3</sup> )	K poutre (cm <sup>3</sup> )	K	aj	rjx (KN/cm <sup>2</sup> )	Rjx (KN/cm <sup>2</sup> )
<b>6à8 (30x35)</b>	A	291	107187.5	368.341	284.810	0.7732	0.278	46.810	493.850
	B	291	107187.5	368.341	142.857	1.1610	0.367	61.665	
	C	291	107187.5	368.341	121.621	0.7180	0.264	44.351	
	D	291	107187.5	368.341	157.894	0.7588	0.275	46.179	
	E	291	107187.5	368.341	136.363	0.7988	0.285	47.919	
	F	291	107187.5	368.341	157.894	0.7988	0.285	47.919	
	G	291	107187.5	368.341	121.621	0.7588	0.275	46.179	
	H	291	107187.5	368.341	142.857	0.7180	0.264	44.351	
	I	291	107187.5	368.341	284.810	1.1610	0.367	61.665	
	J	291	107187.5	368.341	/	0.7732	0.278	46.810	
<b>3à5 (35x40)</b>	A	293.5	186666.6667	636.002	294.117	0.4624	0.187	53.517	565.203
	B	293.5	186666.6667	636.002	145.161	0.6906	0.256	73.150	
	C	293.5	186666.6667	636.002	123.287	0.4220	0.174	49.660	
	D	293.5	186666.6667	636.002	160.714	0.4465	0.182	52.012	
	E	293.5	186666.6667	636.002	138.461	0.4704	0.190	54.262	
	F	293.5	186666.6667	636.002	160.714	0.4704	0.190	54.262	
	G	293.5	186666.6667	636.002	123.287	0.4465	0.182	52.012	
	H	293.5	186666.6667	636.002	145.161	0.4220	0.174	49.660	
	I	293.5	186666.6667	636.002	294.117	0.6906	0.256	73.150	
	J	293.5	186666.6667	636.002	/	0.4624	0.187	53.517	
<b>RDC à2 (40x45)</b>	A	296	303750	1026.182	304.054	0.2962	0.346	156.762	1590.580
	B	296	303750	1026.182	147.540	0.4400	0.385	174.162	
	C	296	303750	1026.182	125	0.2655	0.337	152.759	
	D	296	303750	1026.182	163.636	0.2812	0.342	154.817	
	E	296	303750	1026.182	140.625	0.2964	0.346	156.788	
	F	296	303750	1026.182	163.636	0.2964	0.346	156.788	
	G	296	303750	1026.182	125	0.2812	0.342	154.817	
	H	296	303750	1026.182	147.540	0.2655	0.337	152.759	
	I	296	303750	1026.182	304.054	0.4400	0.385	174.162	
	J	296	303750	1026.182	/	0.2962	0.346	156.762	

**4.2/ Caractéristiques géométrique des voiles**

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion. Donc l'emplacement des voile doit être le plus adéquat possible de manière à résister a l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

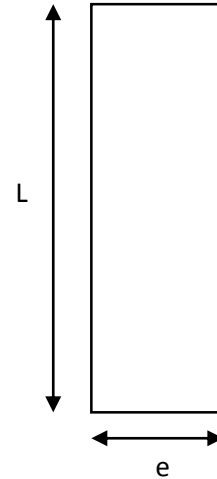
**4.2.1/ Etudes des refends**

➤ **Calcul des inerties**

➤ Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12} \dots\dots\dots(4.18)$$

$$I_y = \frac{exL^3}{12} \dots\dots\dots(4.19)$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport a (X-X') donc on prend  $I_y$

➤ **Refends longitudinaux**

**Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux**

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I <sub>y</sub>
<b>RDC à 2</b>	VL1	2.9	0.2	0.40648333
	VL1	2.9	0.2	0.40648333
	VL2	2.9	0.2	0.40648333
	VL2	2.9	0.2	0.40648333
	VL3	2	0.2	0.13333333
<b>3 à 5</b>	VL1	2.95	0.2	0.42787292
	VL1	2.95	0.2	0.42787292
	VL2	2.95	0.2	0.42787292
	VL2	2.95	0.2	0.42787292
	VL3	2	0.2	0.13333333
<b>6à 8</b>	VL1	3	0.2	0.45
	VL1	3	0.2	0.45
	VL2	3	0.2	0.45
	VL2	3	0.2	0.45
	VL3	2	0.2	0.13333333
				5.537425

➤ **Refends transversaux.**

$$I_x = \frac{Lxe^3}{12} \quad I_y = \frac{exL^3}{12} \dots\dots\dots(4.20)$$

On néglige l’inertie des refends transversaux par rapport a (Y-Y’) donc on prend **I<sub>x</sub>**

**Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.**

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I <sub>x</sub>
<b>RDC à 2</b>	VT1	3.75	0.2	0.87890625
	VT1	3.75	0.2	0.87890625
	VT2	3.75	0.2	0.87890625
	VT2	3.75	0.2	0.87890625
	VT3	1.775	0.2	0.09320599
	VT3	2	0.2	0.13333333
<b>3 à 5</b>	VT1	3.8	0.2	0.91453333
	VT1	3.8	0.2	0.91453333
	VT2	3.8	0.2	0.91453333
	VT2	3.8	0.2	0.91453333
	VT3	1.8	0.2	0.0972
	VT3	2	0.2	0.13333333
<b>6 à 8</b>	VT1	3.85	0.2	0.95111042
	VT1	3.85	0.2	0.95111042
	VT2	3.85	0.2	0.95111042
	VT2	3.85	0.2	0.95111042
	VT3	1.825	0.2	0.10130651
	VT3	2	0.2	0.13333333
				11.5365792

➤ **Rigidités des voiles**

Dans le sens (y-y)  $R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{\text{étage}}^3} \dots\dots\dots(4.21)$

Dans le sens (X-X)  $R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{\text{étage}}^3} \dots\dots\dots(4.22)$

Avec :I<sub>x</sub> et I<sub>y</sub>, inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

h étage, hauteur d’étage.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux suivants :

## ➤ Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau 4.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal

Niveaux	Voiles	H(cm)	$I_x$	E (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (kN/m)	SR <sub>vy</sub> (kN/m)
RDC à 2	VT1	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3	50950064.3
	VT1	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3	
	VT2	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3	
	VT2	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
3 à 5	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	52869749.3
	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	
	VT2	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	
	VT2	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
6 à 8	VT1	3.06	0.95111042	32164200	12812110	54840623
	VT1	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VT2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VT2	3.06	0.95111042	32164200	12812110	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	

## ➤ Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

Niveaux	Voiles	H(cm)	$I_y$	E (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (kN/m)	SR <sub>vy</sub> (kN/m)
RDC à 2	VL1	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44	23698529.3
	VL1	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44	
	VL2	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44	
	VL2	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
3 à 5	VL1	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81	24851058.7
	VL1	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81	
	VL2	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81	

	VL2	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	
<b>6à 8</b>	VL1	3.06	0.45	32164200	6061808.81	26043326.7
	VL1	3.06	0.45	32164200	6061808.81	
	VL2	3.06	0.45	32164200	6061808.81	
	VL2	3.06	0.45	32164200	6061808.81	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5	

**4.3/ Calcul des inerties fictives des portiques**

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d’une part, et sur les portiques d’autre part, en fonction de leur inertie. A cet effet, nous utiliserons la méthode des aires

**4.3.1/ Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires)**

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l’unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{S_i \times d_i}{E_i \times I} \dots\dots\dots (4.23) ; I = 1m^4$$

Avec

$f_i$ : flèche au niveau (i).

$S_i$  : élément de surface du niveau (i)

$d_i$ : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $b + 1$ )

$E$  : module d’élasticité du matériau constituant les refends

D’où : la surface du trapèze :

$$S_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \cdot h_i \dots\dots\dots (4.24)$$

Le centre de gravité d’un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h_i \dots\dots\dots (4.25)$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (4.3)

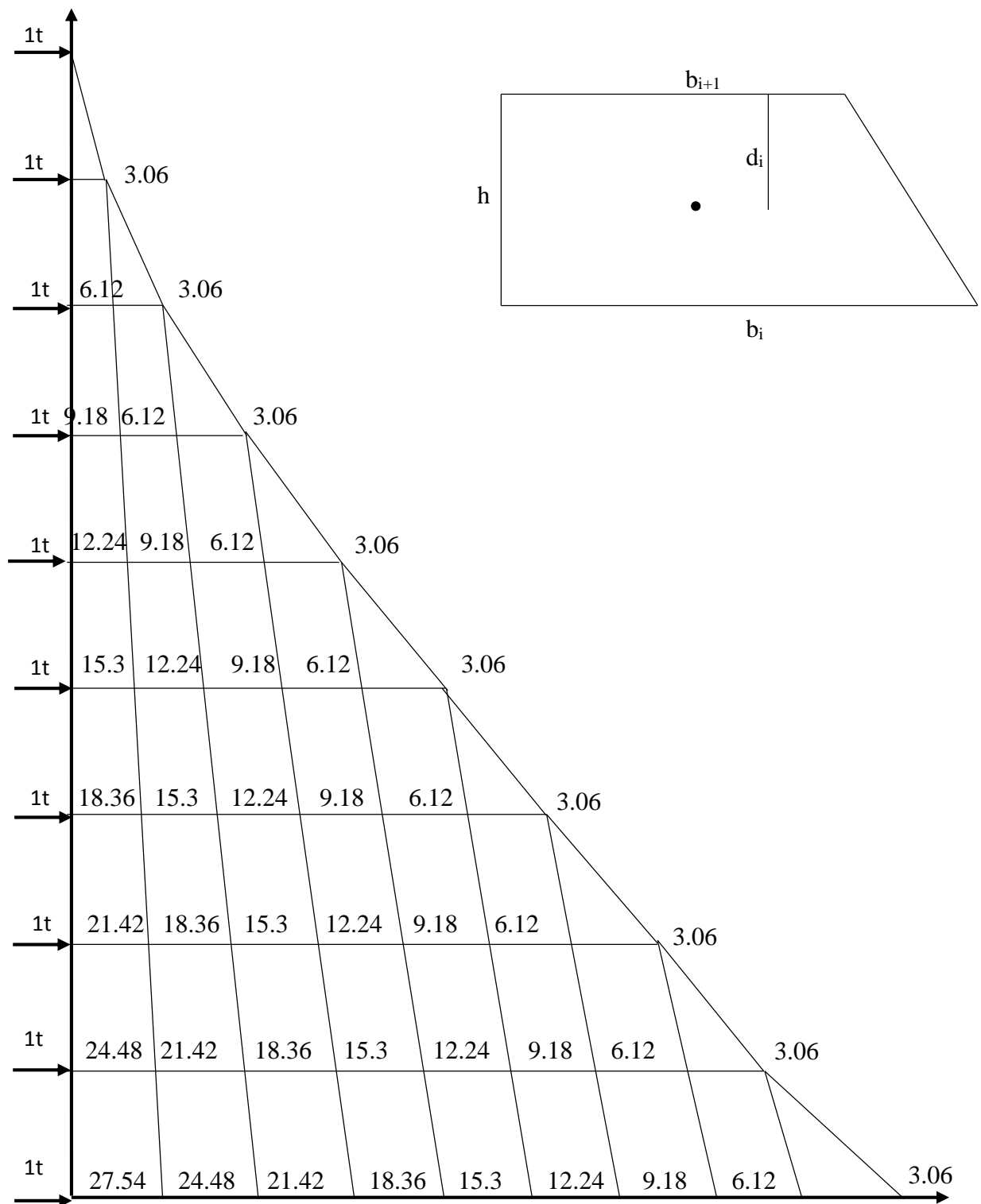


Figure 4.3 : Diagramme des moments des aires

### 4.3.1.1/ Calcul de $S_i x d_i$ pour les différents niveaux

Tableau 4.11 : Résultat de  $S_i x d_i$  pour chaque niveau

Niveaux	He	Bj	Bj+1	Si	di	Si x di
8	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872
7	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052
6	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154
5	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.6575	124.161336
4	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01744
3	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852
2	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.60285714	367.708572
1	3.06	110.16	85.68	299.6352	1.59375	477.5436
RDC	3.06	137.7	110.16	379.2258	1.58666667	601.704936
						2148.9462

### 4.3.1.2/ Calcul des flèches par niveau

$$f_i = \frac{S_i x d_i}{EI} \dots\dots\dots(4.26)$$

Tableau 4.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau

Niveaux	SIDI	FIEI	f
8	9.550872	2148.9462	6.6812E-05
7	33.428052	2139.39533	6.6515E-05
6	71.63154	2105.96728	6.5476E-05
5	124.161336	2034.33574	6.3248E-05
4	191.01744	1910.1744	5.9388E-05
3	272.199852	1719.15696	5.3449E-05
2	367.708572	1446.95711	4.4987E-05
1	477.5436	1079.24854	3.3554E-05
RDC	601.704936	601.704936	1.8707E-05

### 4.3.2/ Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher

Etapas de calcul

- Calcul de la rotation d'étage  $E\theta$

➤ Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 x K_m} \dots\dots\dots(4.27)$$

avec

$$M_n = T_n \times h \dots\dots\dots(4.28)$$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \times h_{n+1} \dots\dots\dots(4.29)$$

- Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24K_m + 2K_{pn}} \dots\dots\dots(4.30)$$

Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times K_{pn}} \dots\dots\dots(4.31)$$

-Calcul des déplacements

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} \dots\dots\dots(4.32)$$

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \dots\dots\dots(4.33)$$

-Calcul du déplacement au niveau i

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n \dots\dots\dots(4.34)$$

-Calcul de l'inertie fictive

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i \dots\dots\dots(4.35)$$

avec:

$K_{pn}$  : somme des raideurs des poutres du n<sup>ème</sup> niveau,

$K_m$ : somme des raideurs des poteaux du n<sup>ème</sup> niveau,

$h$  : hauteur libre d'étage,

$E$  : module d'élasticité

$\Delta_n$  : déplacements du portique au n<sup>ème</sup> niveau

$f_n$  : flèche du niveau

$\Delta_i$  : déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats son résumés dans les tableaux qui suivent :

## Inertie fictive des portiques transversaux.

Tableau 4.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux :

Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	$\theta_n$	$\Psi_{En}$	Dn	$\sum E_{Ai}$	E <sub>fi</sub>	Le <sub>iY</sub>	Le <sub>iY</sub>
8	A	0	3.06	0.00083333	0.00077513	164.487481	657.949925	2013.32677	14035.4502	2148.9462	0.15310846	1.53108462
	B	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	C	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	D	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	E	0	3.06	0.00083333	0.00077513	164.487481	657.949925	2013.32677		2148.9462	0.15310846	
	F	0	3.06	0.00083333	0.00077513	164.487481	657.949925	2013.32677		2148.9462	0.15310846	
	G	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	H	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	I	0	3.06	0.00138889	0.00156526	81.4561974	325.82479	997.023856		2148.9462	0.15310846	
	J	0	3.06	0.00083333	0.00077513	164.487481	657.949925	2013.32677		2148.9462	0.15310846	
7	A	3.06	6.12	0.00083333	0.00077513	493.462444	1315.89985	4026.65354	28070.9004	2139.39533	0.07621399	0.7621399
	B	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	C	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	D	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	E	3.06	6.12	0.00083333	0.00077513	493.462444	1315.89985	4026.65354		2139.39533	0.07621399	
	F	3.06	6.12	0.00083333	0.00077513	493.462444	1315.89985	4026.65354		2139.39533	0.07621399	
	G	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	H	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	I	3.06	6.12	0.00138889	0.00156526	244.368592	651.649579	1994.04771		2139.39533	0.07621399	
	J	3.06	6.12	0.00083333	0.00077513	493.462444	1315.89985	4026.65354		2139.39533	0.07621399	
6	A	6.12	9.18	0.00083333	0.00077513	822.437406	1966.84024	6018.53112	41956.373	2105.96728	0.05019422	0.50194217
	B	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	

	C	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	
	D	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	
	E	6.12	9.18	0.00083333	0.00077513	822.437406	1966.84024	6018.53112		2105.96728	0.05019422	
	F	6.12	9.18	0.00083333	0.00077513	822.437406	1966.84024	6018.53112		2105.96728	0.05019422	
	G	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	
	H	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	
	I	6.12	9.18	0.00138889	0.00156526	407.280987	973.978674	2980.37474		2105.96728	0.05019422	
	J	6.12	9.18	0.00083333	0.00077513	822.437406	1966.84024	6018.53112		2105.96728	0.05019422	
5	A	9.18	12.24	0.00149913	0.00078469	1137.39329	2599.7561	7955.25366	55456.1885	2034.33574	0.03668366	0.36683656
	B	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	C	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	D	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	E	9.18	12.24	0.00149913	0.00078469	1137.39329	2599.7561	7955.25366		2034.33574	0.03668366	
	F	9.18	12.24	0.00149913	0.00078469	1137.39329	2599.7561	7955.25366		2034.33574	0.03668366	
	G	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	H	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	I	9.18	12.24	0.00249854	0.00158469	563.201993	1287.31884	3939.19565		2034.33574	0.03668366	
	J	9.18	12.24	0.00149913	0.00078469	1137.39329	2599.7561	7955.25366		2034.33574	0.03668366	
4	A	12.24	15.3	0.00149913	0.00078469	1462.3628	3249.69512	9944.06707	69320.2357	1910.1744	0.0275558	0.27555798
	B	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	
	C	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	
	D	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	
	E	12.24	15.3	0.00149913	0.00078469	1462.3628	3249.69512	9944.06707		1910.1744	0.0275558	
	F	12.24	15.3	0.00149913	0.00078469	1462.3628	3249.69512	9944.06707		1910.1744	0.0275558	
	G	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	
	H	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	

	I	12.24	15.3	0.00249854	0.00158469	724.116848	1609.14855	4923.99457		1910.1744	0.0275558	
	J	12.24	15.3	0.00149913	0.00078469	1462.3628	3249.69512	9944.06707		1910.1744	0.0275558	
3	A	15.3	18.36	0.00149913	0.00078469	1787.33232	3886.61474	11893.0411	82905.7244	1719.15696	0.02073629	0.20736288
	B	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	C	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	D	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	E	15.3	18.36	0.00149913	0.00078469	1787.33232	3886.61474	11893.0411		1719.15696	0.02073629	
	F	15.3	18.36	0.00149913	0.00078469	1787.33232	3886.61474	11893.0411		1719.15696	0.02073629	
	G	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	H	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	I	15.3	18.36	0.00249854	0.00158469	885.031703	1924.48583	5888.92665		1719.15696	0.02073629	
	J	15.3	18.36	0.00149913	0.00078469	1787.33232	3886.61474	11893.0411		1719.15696	0.02073629	
2	A	18.36	21.42	0.00249567	0.00079448	2086.26302	4493.48958	13750.0781	95848.3858	1446.95711	0.01509631	0.15096312
	B	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	C	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	D	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	E	18.36	21.42	0.00249567	0.00079448	2086.26302	4493.48958	13750.0781		1446.95711	0.01509631	
	F	18.36	21.42	0.00249567	0.00079448	2086.26302	4493.48958	13750.0781		1446.95711	0.01509631	
	G	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	H	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	I	18.36	21.42	0.00415945	0.00160461	1032.9617	2224.84059	6808.01222		1446.95711	0.01509631	
	J	18.36	21.42	0.00249567	0.00079448	2086.26302	4493.48958	13750.0781		1446.95711	0.01509631	
1	A	21.42	24.48	0.00249567	0.00079448	2407.22656	4852.41749	14848.3975	103874.286	1079.24854	0.01038995	0.10389949
	B	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	
	C	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	
	D	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	

	E	21.42	24.48	0.00249567	0.00079448	2407.22656	4852.41749	14848.3975		1079.24854	0.01038995	
	F	21.42	24.48	0.00249567	0.00079448	2407.22656	4852.41749	14848.3975		1079.24854	0.01038995	
	G	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	
	H	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	
	I	21.42	24.48	0.00415945	0.00160461	1191.87889	2422.69588	7413.44938		1079.24854	0.01038995	
	J	21.42	24.48	0.00249567	0.00079448	2407.22656	4852.41749	14848.3975		1079.24854	0.01038995	
<b>RDC</b>	A	24.48	27.54	0.00249567	0.00079448	2162.19176	3969.76775	12147.4893	85046.9249	601.704936	0.00707498	0.07074976
	B	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	C	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	D	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	E	24.48	27.54	0.00249567	0.00079448	2162.19176	3969.76775	12147.4893		601.704936	0.00707498	
	F	24.48	27.54	0.00249567	0.00079448	2162.19176	3969.76775	12147.4893		601.704936	0.00707498	
	G	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	H	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	I	24.48	27.54	0.00415945	0.00160461	1110.8379	1985.67362	6076.16127		601.704936	0.00707498	
	J	24.48	27.54	0.00249567	0.00079448	2162.19176	3969.76775	12147.4893		601.704936	0.00707498	
											3.97053647	

## Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	$\theta_n$	$\Psi_{En}$	Dn	$\sum E\Delta_i$	E <sub>fi</sub>	Le <sub>iY</sub>	Le <sub>iY</sub>
8	1	0	3.06	0.00221005	0.00069215	184.209681	736.838723	2254.72649	7528.54548	2148.9462	0.28543976	1.42719879
	2	0	3.06	0.00368342	0.00155073	82.2192946	328.877178	1006.36417		2148.9462	0.28543976	
	3	0	3.06	0.00368342	0.00155073	82.2192946	328.877178	1006.36417		2148.9462	0.28543976	
	4	0	3.06	0.00368342	0.00155073	82.2192946	328.877178	1006.36417		2148.9462	0.28543976	
	5	0	3.06	0.00221005	0.00069215	184.209681	736.838723	2254.72649		2148.9462	0.28543976	
7	1	3.06	6.12	0.00221005	0.00069215	552.629043	1473.67745	4509.45299	15057.091	2139.39533	0.14208557	0.71042784
	2	3.06	6.12	0.00368342	0.00155073	246.657884	657.754356	2012.72833		2139.39533	0.14208557	
	3	3.06	6.12	0.00368342	0.00155073	246.657884	657.754356	2012.72833		2139.39533	0.14208557	
	4	3.06	6.12	0.00368342	0.00155073	246.657884	657.754356	2012.72833		2139.39533	0.14208557	
	5	3.06	6.12	0.00221005	0.00069215	552.629043	1473.67745	4509.45299		2139.39533	0.14208557	
6	1	6.12	9.18	0.00221005	0.00069215	921.048404	2396.94587	7334.65435	23669.4321	2105.96728	0.08897414	0.44487068
	2	6.12	9.18	0.00368342	0.00155073	411.096473	980.405601	3000.04114		2105.96728	0.08897414	
	3	6.12	9.18	0.00368342	0.00155073	411.096473	980.405601	3000.04114		2105.96728	0.08897414	
	4	6.12	9.18	0.00368342	0.00155073	411.096473	980.405601	3000.04114		2105.96728	0.08897414	
	5	6.12	9.18	0.00221005	0.00069215	921.048404	2396.94587	7334.65435		2105.96728	0.08897414	
5	1	9.18	12.24	0.00381601	0.0005369	1662.32716	3799.60494	11626.7911	35068.6765	2034.33574	0.05801005	0.29005026
	2	9.18	12.24	0.00636002	0.00158502	563.083196	1287.0473	3938.36475		2034.33574	0.05801005	
	3	9.18	12.24	0.00636002	0.00158502	563.083196	1287.0473	3938.36475		2034.33574	0.05801005	
	4	9.18	12.24	0.00636002	0.00158502	563.083196	1287.0473	3938.36475		2034.33574	0.05801005	
	5	9.18	12.24	0.00381601	0.0005369	1662.32716	3799.60494	11626.7911		2034.33574	0.05801005	
4	1	12.24	15.3	0.00381601	0.0005369	2137.27778	4749.50617	14533.4889	43835.8456	1910.1744	0.04357563	0.21787813
	2	12.24	15.3	0.00636002	0.00158502	723.964109	1608.80913	4922.95594		1910.1744	0.04357563	

	3	12.24	15.3	0.00636002	0.00158502	723.964109	1608.80913	4922.95594		1910.1744	0.04357563	
	4	12.24	15.3	0.00636002	0.00158502	723.964109	1608.80913	4922.95594		1910.1744	0.04357563	
	5	12.24	15.3	0.00381601	0.0005369	2137.27778	4749.50617	14533.4889		1910.1744	0.04357563	
<b>3</b>	1	15.3	18.36	0.00381601	0.0005369	2612.2284	5676.23144	17369.2682	52354.3944	1719.15696	0.03283692	0.16418459
	2	15.3	18.36	0.00636002	0.00158502	884.845022	1918.93878	5871.95267		1719.15696	0.03283692	
	3	15.3	18.36	0.00636002	0.00158502	884.845022	1918.93878	5871.95267		1719.15696	0.03283692	
	4	15.3	18.36	0.00636002	0.00158502	884.845022	1918.93878	5871.95267		1719.15696	0.03283692	
	5	15.3	18.36	0.00381601	0.0005369	2612.2284	5676.23144	17369.2682		1719.15696	0.03283692	
<b>2</b>	1	18.36	21.42	0.00615709	0.00054508	3040.82707	6549.47368	20041.3895	60299.204	1446.95711	0.02399629	0.11998144
	2	18.36	21.42	0.01026182	0.00162109	1022.46158	2202.22495	6738.80834		1446.95711	0.02399629	
	3	18.36	21.42	0.01026182	0.00162109	1022.46158	2202.22495	6738.80834		1446.95711	0.02399629	
	4	18.36	21.42	0.01026182	0.00162109	1022.46158	2202.22495	6738.80834		1446.95711	0.02399629	
	5	18.36	21.42	0.00615709	0.00054508	3040.82707	6549.47368	20041.3895		1446.95711	0.02399629	
<b>1</b>	1	21.42	24.48	0.00615709	0.00054508	3508.64662	6521.05043	19954.4143	60893.9	1079.24854	0.01772343	0.08861713
	2	21.42	24.48	0.01026182	0.00162109	1179.76336	2285.95548	6995.02378		1079.24854	0.01772343	
	3	21.42	24.48	0.01026182	0.00162109	1179.76336	2285.95548	6995.02378		1079.24854	0.01772343	
	4	21.42	24.48	0.01026182	0.00162109	1179.76336	2285.95548	6995.02378		1079.24854	0.01772343	
	5	21.42	24.48	0.00615709	0.00054508	3508.64662	6521.05043	19954.4143		1079.24854	0.01772343	
<b>RDC</b>	1	24.48	27.54	0.00615709	0.00054508	2048.34146	5234.54667	16017.7128	49049.4135	601.704936	0.01226732	0.06133661
	2	24.48	27.54	0.01026182	0.00162109	875.319092	1853.37558	5671.32929		601.704936	0.01226732	
	3	24.48	27.54	0.01026182	0.00162109	875.319092	1853.37558	5671.32929		601.704936	0.01226732	
	4	24.48	27.54	0.01026182	0.00162109	875.319092	1853.37558	5671.32929		601.704936	0.01226732	
	5	24.48	27.54	0.00615709	0.00054508	2048.34146	5234.54667	16017.7128		601.704936	0.01226732	
											3.52454547	

4.3.3/ Interprétation des résultats

- Sens longitudinal:

	Inerties m4	Pourcentage
<b>Portiques</b>	3.52454547	38.8938088
<b>Voiles</b>	5.537425	61.1061912
<b>Portiques+Voiles</b>	9.06197047	100

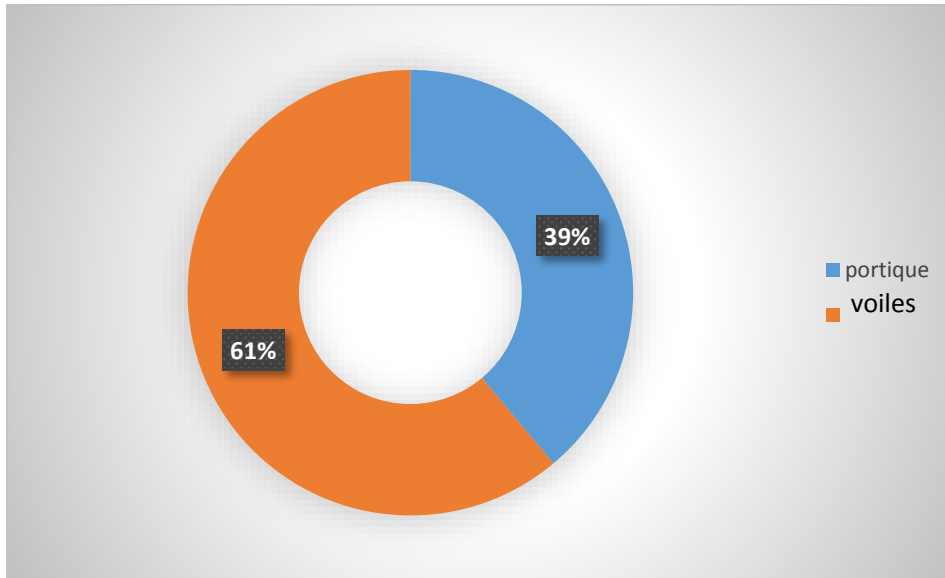
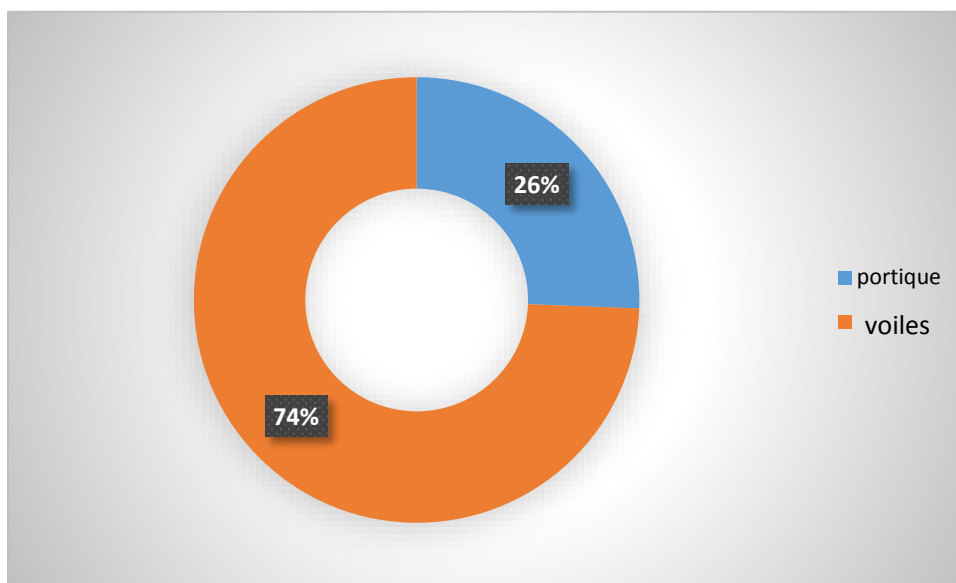


Figure 4.4 : Pourcentage de l’effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

- Sens transversal:

	Inerties m4	Pourcentage
<b>Portiques</b>	3.97053647	25.6046099
<b>Voiles</b>	11.5365792	74.3953901
<b>Portiques+Voiles</b>	15.5071156	100



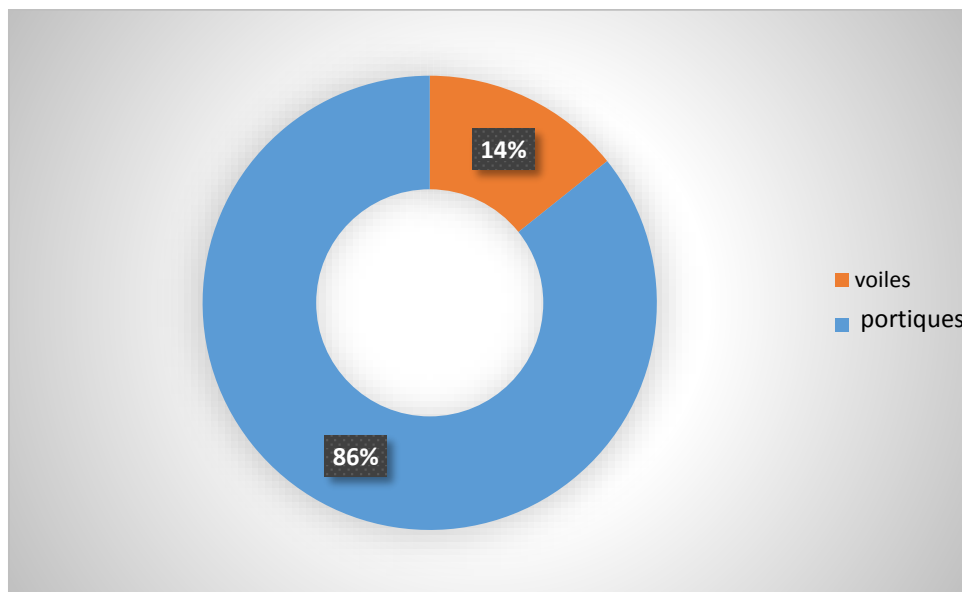
**Figure 4.5 :** Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux

• **Le pourcentage de l'effort vertical revenant au voiles et portique**

Pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques. Les résultats obtenue son résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.15 :** Descente des charges revenant aux voiles et portiques.

	total	voiles	portiques
surface	660.477	94.29	566.187
pourcentage	100	14.2760459	85.7239541



**Figure 4.6 :** Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.

#### 4.3.4/ Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de type mixte avec interaction voiles portiques. (**R=5**)

Le RPA99 prescrit pour ce système de contreventement «mixte» assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent 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.

#### 4.4/ Calcul des centres de masse des éléments de la structure

Le centre de masse noté **G** est défini comme étant le barycentre des masses des éléments constituant la structure. Sa position, par rapport à un système d'axes (oxy) choisi arbitrairement, est donnée par les deux formules suivantes:

$$X_M = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_i}{\sum_{i=1}^n M_i} \dots\dots\dots(4.36)$$

$$Y_M = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_i}{\sum_{i=1}^n M_i} \dots\dots\dots(4.37)$$

M<sub>i</sub>: Masse de l'élément considéré (i)

X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub> : Coordonnées du centre de gravité de l'élément considéré par rapport à (OXY).

**NB** : Nous prendrons pour origine du repère choisi (**OX** ; **OY**), les extrémités extérieures du poteau « **A<sub>1</sub>** » du RDC

**a. Calcul du centre de masse des poteaux**

S<sub>i</sub> = b x h .....(4.38)

M<sub>i</sub> = b x h x H x ρ .....(4.39)

avec :

b : largeur de poteau,

h : hauteur de poteau,

H : hauteur d'étage

ρ : masse volumique du béton armé ρ = 25 kN/m

**RDC**

**Tableau 4.16** : Centre de masse des poteaux (RDC)

portiques	Poteaux	Si (m2)	Mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi.Xi	Mi.Y
<b>1</b>	B	0.18	13.77	1.73	0	23.8221	0
	C	0.18	13.77	5.03	0	69.2631	0
	D	0.18	13.77	8.88	0	122.2776	0
	G	0.18	13.77	18.33	0	252.4041	0
	H	0.18	13.77	22.18	0	305.4186	0
	I	0.18	13.77	25.48	0	350.8596	0
<b>2</b>	A	0.18	13.77	0	4.2	0	57.834
	B	0.18	13.77	1.73	4.2	23.8221	57.834
	C	0.18	13.77	5.03	4.2	69.2631	57.834
	D	0.18	13.77	8.88	4.2	122.2776	57.834
	E	0.18	13.77	11.88	4.2	163.5876	57.834
	F	0.18	13.77	15.33	4.2	211.0941	57.834
	G	0.18	13.77	18.33	4.2	252.4041	57.834
	H	0.18	13.77	22.18	4.2	305.4186	57.834
	I	0.18	13.77	25.48	4.2	350.8596	57.834
	J	0.18	13.77	27.21	4.2	374.6817	57.834
<b>3</b>	A	0.18	13.77	0	8.2	0	112.914
	B	0.18	13.77	1.73	8.2	23.8221	112.914

	C	0.18	13.77	5.03	8.2	69.2631	112.914
	D	0.18	13.77	8.88	8.2	122.2776	112.914
	E	0.18	13.77	11.88	8.2	163.5876	112.914
	F	0.18	13.77	15.33	8.2	211.0941	112.914
	G	0.18	13.77	18.33	8.2	252.4041	112.914
	H	0.18	13.77	22.18	8.2	305.4186	112.914
	I	0.18	13.77	25.48	8.2	350.8596	112.914
	J	0.18	13.77	27.21	8.2	374.6817	112.914
4	A	0.18	13.77	0	12.8	0	176.256
	B	0.18	13.77	1.73	12.8	23.8221	176.256
	C	0.18	13.77	5.03	12.8	69.2631	176.256
	D	0.18	13.77	8.88	12.8	122.2776	176.256
	E	0.18	13.77	11.88	12.8	163.5876	176.256
	F	0.18	13.77	15.33	12.8	211.0941	176.256
	G	0.18	13.77	18.33	12.8	252.4041	176.256
	H	0.18	13.77	22.18	12.8	305.4186	176.256
	I	0.18	13.77	25.48	12.8	350.8596	176.256
	J	0.18	13.77	27.21	12.8	374.6817	176.256
5	B	0.18	13.77	1.73	17	23.8221	234.09
	C	0.18	13.77	5.03	17	69.2631	234.09
	D	0.18	13.77	8.88	17	122.2776	234.09
	G	0.18	13.77	18.33	17	252.4041	234.09
	H	0.18	13.77	22.18	17	305.4186	234.09
	I	0.18	13.77	25.48	17	350.8596	234.09

$$x_M = \frac{7868.3157}{578.34} = 13.605\text{m}$$

$$y_M = \frac{4874.58}{578.34} = 8.42857143\text{m}$$

**Tableau 4.17 :** Centre de masse des poteaux des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	$X_M$ (m)	$Y_M$ (m)
<b>RDC à 2</b>	578.34	7868.3157	4874.58	13.605	8.42857143
<b>3 à 5</b>	449.82	6119.8011	3791.34	13.605	8.42857143
<b>6 à 8</b>	337.365	4589.85083	2843.505	13.605	8.42857143

**b. Centre de masse des poutres**

- Poutres longitudinales

$$M_i = bhlp \dots\dots\dots(4.40)$$

Avec

b : largeur de la poutre.

l : longueur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

ρ : Masse volumique du béton

**Tableau 4.18 :** Centre de masse des Poutres longitudinales (RDC) :

portiques	travées	Li (m)	Mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi. Xi	Mi.Y
1	B-C	3.3	4.95	3.38	0.15	16.731	0.7425
	C-D	3.85	5.775	6.955	0.15	40.165125	0.86625
	G-H	3.85	5.775	20.255	0.15	116.972625	0.86625
	H-I	3.3	4.95	23.83	0.15	117.9585	0.7425
2	A-B	1.73	2.595	0.865	4.35	2.244675	11.28825
	B-C	3.3	4.95	3.38	4.35	16.731	21.5325
	C-D	3.85	5.775	6.955	4.35	40.165125	25.12125
	D-E	3	4.5	10.38	4.35	46.71	19.575
	E-F	3.45	5.175	13.605	4.35	70.405875	22.51125
	F-G	3	4.5	16.83	4.35	75.735	19.575
	G-H	3.85	5.775	20.255	4.35	116.972625	25.12125
	H-I	3.3	4.95	23.83	4.35	117.9585	21.5325
	I-J	1.73	2.595	26.345	4.35	68.365275	11.28825
3	A-B	1.73	2.595	0.865	8.35	2.244675	21.66825
	B-C	3.3	4.95	3.38	8.35	16.731	41.3325
	C-D	3.85	5.775	6.955	8.35	40.165125	48.22125
	D-E	3	4.5	10.38	8.35	46.71	37.575
	E-F	3.45	5.175	13.605	8.35	70.405875	43.21125
	F-G	3	4.5	16.83	8.35	75.735	37.575
	G-H	3.85	5.775	20.255	8.35	116.972625	48.22125
	H-I	3.3	4.95	23.83	8.35	117.9585	41.3325
	I-J	1.73	2.595	26.345	8.35	68.365275	21.66825
4	A-B	1.73	2.595	0.865	12.95	2.244675	33.60525
	B-C	3.3	4.95	3.38	12.95	16.731	64.1025
	C-D	3.85	5.775	6.955	12.95	40.165125	74.78625
	D-E	3	4.5	10.38	12.95	46.71	58.275
	E-F	3.45	5.175	13.605	12.95	70.405875	67.01625
	F-G	3	4.5	16.83	12.95	75.735	58.275

	G-H	3.85	5.775	20.255	12.95	116.972625	74.78625
	H-I	3.3	4.95	23.83	12.95	117.9585	64.1025
	I-J	1.73	2.595	26.345	12.95	68.365275	33.60525
5	B-C	3.3	4.95	3.38	17.15	16.731	84.8925
	C-D	3.85	5.775	6.955	17.15	40.165125	99.04125
	G-H	3.85	5.775	20.255	17.15	116.972625	99.04125
	H-I	3.3	4.95	23.83	17.15	117.9585	84.8925

$$x_M = \frac{2249.51873}{165.345} = 13.605\text{m}$$

$$y_M = \frac{1417.98975}{165.345} = 8.575\text{m}$$

**Tableau 4.19** : Centre de masse des poutres longitudinales des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	XM (m)	YM (m)
RDC à 2	165.345	2249.51873	1417.98975	13.605	8.57594575
3 à 5	165.345	2249.51873	1417.98975	13.605	8.57594575
6 à 8	165.345	2249.51873	1417.98975	13.605	8.57594575

- Poutres transversales

**Tableau 4.20** : Centre de masse des Poutres transversales (RDC) :

portiques	travées	Li (m)	Mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi. Xi	Mi.Y
A	2 3	4	12	6.2	0.2	74.4	2.4
	3 4	4.6	13.8	10.5	0.2	144.9	2.76
B	1 2	4.2	12.6	2.1	1.93	26.46	24.318
	2 3	4	12	6.2	1.93	74.4	23.16
	3 4	4.6	13.8	10.5	1.93	144.9	26.634
	4 5	4.2	12.6	14.9	1.93	187.74	24.318
C	1 2	4.2	12.6	2.1	5.23	26.46	65.898
	2 3	4	12	6.2	5.23	74.4	62.76
	3 4	4.6	13.8	10.5	5.23	144.9	72.174
	4 5	4.2	12.6	14.9	5.23	187.74	65.898
D	1 2	4.2	12.6	2.1	9.08	26.46	114.408
	2 3	4	12	6.2	9.08	74.4	108.96
	3 4	4.6	13.8	10.5	9.08	144.9	125.304
	4 5	4.2	12.6	14.9	9.08	187.74	114.408
E	2 3	4	12	6.2	12.08	74.4	144.96
	3 4	4.6	13.8	10.5	12.08	144.9	166.704
F	2 3	4	12	6.2	15.53	74.4	186.36
	3 4	4.6	13.8	10.5	15.53	144.9	214.314
G	1 2	4.2	12.6	2.1	18.53	26.46	233.478

	2 3	4	12	6.2	18.53	74.4	222.36
	3 4	4.6	13.8	10.5	18.53	144.9	255.714
	4 5	4.2	12.6	14.9	18.53	187.74	233.478
<b>H</b>	1 2	4.2	12.6	2.1	22.38	26.46	281.988
	2 3	4	12	6.2	22.38	74.4	268.56
	3 4	4.6	13.8	10.5	22.38	144.9	308.844
	4 5	4.2	12.6	14.9	22.38	187.74	281.988
<b>I</b>	1 2	4.2	12.6	2.1	25.68	26.46	323.568
	2 3	4	12	6.2	25.68	74.4	308.16
	3 4	4.6	13.8	10.5	25.68	144.9	354.384
	4 5	4.2	12.6	14.9	25.68	187.74	323.568
<b>J</b>	2 3	4	12	6.2	27.41	74.4	328.92
	3 4	4.6	13.8	10.5	27.41	144.9	378.258

$$x_M = \frac{3478.2}{409.2} = 8.5\text{m}$$

$$y_M = \frac{5649.006}{409.2} = 13.805\text{m}$$

**Tableau 4.21 :** Centre de masse des poutres transversales des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	<b>XM (m)</b>	<b>YM (m)</b>
<b>RDC à 2</b>	409.2	3478.2	5649.006	8.5	13.805
<b>3 à 5</b>	409.2	3478.2	5649.006	8.5	13.805
<b>6 à 8</b>	409.2	3478.2	5649.006	8.5	13.805

**c. Centre de masse des planchers**

$$M_i = S_i \times (G+Q) \dots \dots (4.41)$$

Avec :

$S_i$ : la surface de l'élément considéré.

$G$  : charge permanente de l'élément considéré.

$Q$  : surcharge d'exploitation de l'élément considéré

**Tableau 4.22 :** Centre de masse des planchers du RDC.

Panneaux	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$M_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$
<b>1.73x4</b>	6.92	45.9488	0.865	6.2	39.745712	284.88256
<b>1.73x4</b>	6.92	45.9488	26.345	6.2	1210.52114	284.88256
<b>1.73x4.6</b>	7.958	52.84112	0.865	10.5	45.7075688	554.83176
<b>1.73x4.6</b>	7.958	52.84112	26.345	10.5	1392.09931	554.83176
<b>3.30x4.2</b>	13.86	92.0304	3.38	2.1	311.062752	193.26384
<b>3.30x4.2</b>	13.86	92.0304	3.38	2.1	311.062752	193.26384
<b>3.30x4.2</b>	13.86	92.0304	23.83	14.9	2193.08443	1371.25296
<b>3.30x4.2</b>	13.86	92.0304	23.83	14.9	2193.08443	1371.25296

3.30x4	13.2	87.648	3.38	6.2	296.25024	543.4176
3.30x4	13.2	87.648	23.83	6.2	2088.65184	543.4176
3.30x4.60	15.18	100.7952	3.38	10.5	340.687776	1058.3496
3.30x4.60	15.18	100.7952	23.83	10.5	2401.94962	1058.3496
3.85x4.2	16.17	107.3688	6.955	2.1	746.750004	225.47448
3.85x4.2	16.17	107.3688	6.955	2.1	746.750004	225.47448
3.85x4.2	16.17	107.3688	20.255	14.9	2174.75504	1599.79512
3.85x4.2	16.17	107.3688	20.255	14.9	2174.75504	1599.79512
3.85x4	15.4	102.256	6.955	6.2	711.19048	633.9872
3.85x4	15.4	102.256	20.255	6.2	2071.19528	633.9872
3.85x4.6	17.71	117.5944	6.955	10.5	817.869052	1234.7412
3.85x4.6	17.71	117.5944	20.255	10.5	2381.87457	1234.7412
3x4	12	79.68	10.38	6.2	827.0784	494.016
3x4	12	79.68	16.83	6.2	1341.0144	494.016
3x4.60	13.8	91.632	10.38	10.5	951.14016	962.136
3x4.60	13.8	91.632	16.83	10.5	1542.16656	962.136
3.45x4	13.8	91.632	13.605	6.2	1246.65336	568.1184

$$x_M = \frac{30557.0999}{2246.01984} = 13.605m$$

$$y_M = \frac{18880.415}{2246.01984} = 8.40616574m$$

**Tableau 4.23 :** Centre de masse des planchers niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	XM (m)	YM (m)
RDC à 2	2246.01984	30557.0999	18880.415	13.605	8.40616574
3 à 5	2246.01984	30557.0999	18880.415	13.605	8.40616574
6 à 7	2246.01984	30557.0999	18880.415	13.605	8.40616574
8	2293.37568	31201.3761	19278.4961	13.605	8.40616574

**d. Centre de masse des murs extérieurs**

**Tableau 4.24 :** Centre de masse des murs extérieurs du RDC:

éléments	Si(m2)	Mi (kN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi.Xi	Mi.Yi
1	11.011	25.98596	1.605	1.925	41.7074658	50.022973
2	11.011	25.98596	25.605	1.925	665.370506	50.022973
3	10.439	24.63604	0.125	6.2	3.079505	152.743448
4	10.439	24.63604	27.335	6.2	673.426153	152.743448
5	12.155	28.6858	0.125	10.5	3.585725	301.2009
6	12.155	28.6858	27.335	10.5	784.126343	301.2009
7	11.011	25.98596	1.605	14.9	41.7074658	387.190804
8	11.011	25.98596	25.605	14.9	665.370506	387.190804

9	8.294	19.57384	9.005	14.25	176.262429	278.92722
10	8.294	19.57384	18.455	14.25	361.235217	278.92722
11	8.294	19.57384	9.005	1.45	176.262429	28.382068
12	8.294	19.57384	18.455	1.45	361.235217	28.382068
13	2.5168	5.939648	2.17	0.125	12.8890362	0.742456
14	2.5168	5.939648	24.7	0.125	146.709306	0.742456
15	2.4882	5.872152	4.245	0.125	24.9272852	0.734019
16	2.4882	5.872152	22.62	0.125	132.828078	0.734019
17	3.289	7.76204	5.605	0.125	43.5062342	0.970255
18	3.289	7.76204	21.255	0.125	164.98216	0.970255
19	3.289	7.76204	7.955	0.125	61.7470282	0.970255
20	3.289	7.76204	18.905	0.125	146.741366	0.970255
21	2.5168	5.939648	2.17	17.175	12.8890362	102.013454
22	2.5168	5.939648	24.7	17.175	146.709306	102.013454
23	2.4882	5.872152	4.245	17.175	24.9272852	100.854211
24	2.4882	5.872152	22.62	17.175	132.828078	100.854211
25	3.289	7.76204	5.605	17.175	43.5062342	133.313037
26	3.289	7.76204	21.255	17.175	164.98216	133.313037
27	3.289	7.76204	7.955	17.175	61.7470282	133.313037
28	3.289	7.76204	18.905	17.175	146.741366	133.313037
29	2.431	5.73716	12.27	14.05	70.3949532	80.607098
30	2.431	5.73716	14.95	14.05	85.770542	80.607098
31	2.002	4.72472	13.605	14.05	64.2798156	66.382316

$$x_M = \frac{5642.47526}{414.42544} = 13.6151759m$$

$$y_M = \frac{3570.35279}{414.42544} = 8.6151873m$$

**Tableau 4.25 :** Centre de masse des murs extérieurs des niveaux supérieures :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	XM (m)	YM (m)
RDC à 2	414.42544	5642.47526	3570.35279	13.6151759	8.6151873
3 à 5	414.42544	5642.47526	3570.35279	13.6151759	8.6151873
6 à 8	414.42544	5642.47526	3570.35279	13.6151759	8.6151873

**e. Centre de masse des escaliers**

**Tableau 4.26 :** Centre de masse de l'escalier du RDC :

Eléments	Si (m2)	Mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi .Xi	Mi.Yi
Volée1	3.6	41.112	12.63	11.34	519.24456	466.21008
Volée2	3.6	41.112	14.23	11.34	585.02376	466.21008
Palier	4.96	44.144	13.605	13.6	600.57912	600.3584

$$x_M = \frac{1704.84744}{126.368} = 13.4911326\text{m}$$

$$y_M = \frac{1532.77856}{126.368} = 12.1294834\text{m}$$

**Tableau 4.27** : Centre de masse de l'escalier des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	$X_M$ (m)	$Y_M$ (m)
1 à 2	126.368	1704.84744	1532.77856	13.4911326	12.1294834
3 à 5	126.368	1704.84744	1532.77856	13.4911326	12.1294834
6 à 7	126.368	1704.84744	1532.77856	13.4911326	12.1294834

**f. Centre de masse de l'acrotère :****Tableau 4.28** : Centre de masse de l'acrotère du niveau 8 (terrasse) :

Eléments	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$M_i$ (KN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	1.0725	3.003	0.825	4.325	2.477475	12.987975
2	1.0725	3.003	26.575	4.325	79.804725	12.987975
3	2.73	7.644	1.775	2.1	13.5681	16.0524
4	2.73	7.644	25.875	2.1	197.7885	16.0524
5	4.875	13.65	5.4	0.125	73.71	1.70625
6	4.875	13.65	22	0.125	300.3	1.70625
7	1.95	5.46	9.275	1.5	50.6415	8.19
8	1.95	5.46	18.375	1.5	100.3275	8.19
9	1.95	5.46	10.65	2.875	58.149	15.6975
10	1.95	5.46	16.75	2.875	91.455	15.6975
11	2.015	5.642	13.7	2.875	77.2954	16.22075
12	5.8175	16.289	0.125	8.675	2.036125	141.30708
13	5.8175	16.289	27.275	8.675	444.28248	141.30708
14	1.0725	3.003	0.825	13.275	2.477475	39.864825
15	1.0725	3.003	26.575	13.275	79.804725	39.864825
16	2.73	7.644	1.775	15.25	13.5681	116.571
17	2.73	7.644	25.875	15.25	197.7885	116.571
18	4.875	13.65	22	17.225	300.3	235.12125
19	4.875	13.65	5.4	17.225	73.71	235.12125
20	2.73	7.644	9.275	15.25	70.8981	116.571
21	2.73	7.644	18.375	15.25	140.4585	116.571
22	5.915	16.562	13.7	14.08	226.8994	233.19296

$$x_M = \frac{2597.7406}{189.098} = 13.7375361\text{m}$$

$$y_M = \frac{1657.5523}{189.098} = 8.76557267\text{m}$$

## g. Centre de masse des balcons

Tableau 4.29 : Centre de masse des balcons du RDC

Eléments	Si (m2)	Mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Mi .Xi	Mi.Yi
1	3.6	31.572	10.38	13.75	327.71736	434.115
2	3.6	31.572	10.38	13.75	327.71736	434.115
3	3.6	31.572	16.83	3.6	531.35676	113.6592
4	3.6	31.572	16.83	3.6	531.35676	113.6592

$$x_M = \frac{1429.47735}{105.07} = 13.605\text{m}$$

$$y_M = \frac{911.48225}{105.07} = 8.675\text{m}$$

Tableau 4.30 : Centre de masse des balcons des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	$X_M$ (m)	$Y_M$ (m)
1 à 2	126.288	1718.14824	1095.5484	13.605	8.675
3 à 5	126.288	1718.14824	1095.5484	13.605	8.675
6 à 7	126.288	1718.14824	1095.5484	13.605	8.675
8	90.288	1228.36824	783.2484	13.605	8.675

## h. Centre de masse des voiles:

$$M_i = \rho \cdot V \dots\dots(4.42)$$

$$\text{Avec } V = e \cdot L \cdot h \dots\dots(4.43)$$

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

h : hauteur du voile

- Sens longitudinal :

Tableau 4.31 : Centre de masse des voiles du RDC

voiles	Si(m <sup>2</sup> )	Vi(m <sup>3</sup> )	Mi (kN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi.Xi	Mi.Yi
VL1	0.66	1.8876	47.19	3.38	4.2	159.5022	198.198
VL1	0.66	1.8876	47.19	25.63	4.2	1209.4797	198.198
VL2	0.66	1.8876	47.19	3.38	12.8	159.5022	604.032
VL2	0.66	1.8876	47.19	25.63	12.8	1209.4797	604.032
VL3	0.4	1.144	28.6	3.38	6.2	96.668	177.32

$$x_M = \frac{2834.6318}{217.36} = 13.0411842\text{m}$$

$$y_M = \frac{1781.78}{217.36} = 8.19736842\text{m}$$

Tableau 4.34 : Centre de masse des voiles des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum Mi$ (kN)	$\sum Mi. Xi$	$\sum Mi. Yi$	$X_M$ (m)	$Y_M$ (m)
RDC à 2	217.36	2834.6318	1781.78	13.0411842	8.19736842
3 à 5	217.36	2834.6318	1781.78	13.0411842	8.19736842
6 à 8	217.36	2834.6318	1781.78	13.0411842	8.19736842

- Sens transversal

**Tableau 4.35 :** Centre de masse des voiles du RDC

voiles	$S_i(m^2)$	$V_i(m^3)$	$M_i (kN)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$
<b>VT1</b>	0.84	2.4024	60.06	1.73	2.1	103.9038	126.126
<b>VT1</b>	0.84	2.4024	60.06	25.48	2.1	1530.3288	126.126
<b>VT2</b>	0.84	2.4024	60.06	1.73	14.9	103.9038	894.894
<b>VT2</b>	0.84	2.4024	60.06	25.48	14.9	1530.3288	894.894
<b>VT3</b>	0.4	1.144	28.6	13.33	7.2	381.238	205.92
<b>VT3</b>	0.4	1.144	28.6	15.33	7.2	438.438	205.92

$$x_M = \frac{4088.1412}{297.44} = 13.7444231m \qquad y_M = \frac{2453.88}{297.44} = 8.25m$$

**Tableau 4.36 :** Centre de masse des voiles des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i (kN)$	$\sum M_i . X_i$	$\sum M_i . Y_i$	$X_M (m)$	$Y_M (m)$
<b>RDC à 2</b>	297.44	4088.1412	2453.88	13.7444231	8.25
<b>3 à 5</b>	297.44	4088.1412	2453.88	13.7444231	8.25
<b>6 à 8</b>	297.44	4088.1412	2453.88	13.7444231	8.25

### Coordonnées des centres de masse

**Tableau 4.37 :** Centre de masse des différents niveaux :

Niveaux	$M_i (t)$	$M_i . X_i$	$M_i . Y_i$	$X_M$	$Y_M$
<b>RDC</b>	4580.78628	60141.3783	41256.3305	13.1290513	9.00638624
<b>1</b>	4580.78628	60141.3783	41284.9305	13.1290513	9.00638624
<b>2</b>	4580.78628	60141.3783	41284.9305	13.1290513	9.01262971
<b>3</b>	4452.26628	58392.8637	40201.6905	13.1153125	9.02948926
<b>4</b>	4452.26628	58392.8637	40201.6905	13.1153125	9.02948926
<b>5</b>	4452.26628	58392.8637	40201.6905	13.1153125	9.02948926
<b>6</b>	4339.81128	56862.9134	39253.8555	13.1026235	9.04506049
<b>7</b>	4339.81128	56862.9134	39253.8555	13.1026235	9.04506049
<b>8</b>	4303.81128	56373.1334	38941.5555	13.0984213	9.04815593

### 4.5/ Centre de torsion

Le centre de torsion d'une structure est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

1. une force dans la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des éléments dans la direction parallèle à celle de la force agissante.
2. un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion, engendre uniquement une rotation dont le sens est du moment.
3. une force dont la ligne d'action passe par le centre de gravité de la structure engendre par rapport au centre torsion un effet de translation et un effet de rotation de la structure.

4.5.1/ Détermination du centre de torsion  $C_j$

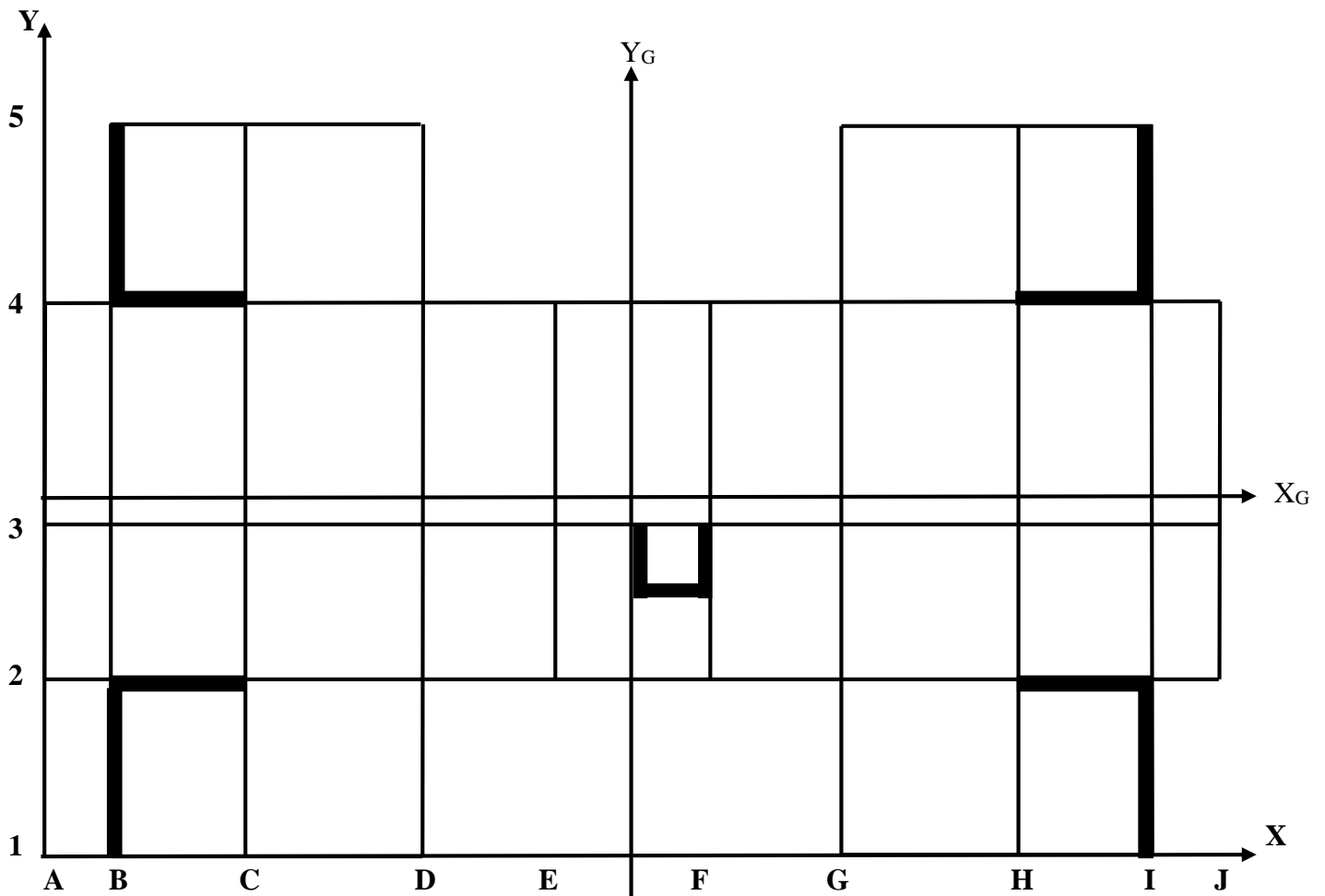


Figure 4.7 : Représentation des portiques dans le repère (Ox ;Oy)

• **Portiques**

Les coordonnées du centre de torsion  $C_j$  de niveau  $j$  par rapport au repère (OX ; OY) sont données par les formules suivantes :

$$X_{C_j} = \frac{\sum_{i=1}^{t=m} R_{jy}^{(i)} \cdot x_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{t=m} R_{jy}^{(i)}} \dots\dots\dots(4.44) \quad Y_{C_j} = \frac{\sum_{i=1}^{l=k} R_{jx}^{(i)} \cdot y_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{l=k} R_{jx}^{(i)}} \dots\dots\dots(4.45)$$

• **Voiles :**

Les coordonnées du centre de torsion des voiles par rapport au repère (OX ; OY) sont données par les formules suivantes :

Refends longitudinaux :

$$Y_{C_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jvx} \cdot y_j}{\sum_{i=1}^n R_{jvx}} \dots\dots\dots(4.46)$$

Refends transversaux : 
$$X_{c_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jvy} \cdot x_j}{\sum_{i=1}^n R_{jvy}} \dots\dots\dots(4.47)$$

Avec :

$X_i$  : abscisse du centre de gravité du voile ou portique par rapport à l'axe (X-X)

$Y_i$  : abscisse du centre de gravité du voile ou portique par rapport à l'axe (Y-Y)

$R_{jy}$  ,  $R_{jx}$  : rigidités des portiques suivant ( X-X ) et (Y-Y) .

$R_{jvy}$  ,  $R_{jvx}$  : rigidités des voiles suivant ( X-X ) et (Y-Y) .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.38 : Rigidités des portiques transversaux :**

Niveaux	Portiques	R <sub>jy</sub> (KN/m)	∑R <sub>jy</sub> (KN/m)	X <sub>i</sub> (m)	R <sub>jy</sub> . X <sub>i</sub> (KN)	∑R <sub>jy</sub> . X <sub>i</sub> (KN)
8	A	252.794237	2527.94237	0	0	34392.656
	B	252.794237		1.73	437.33403	
	C	252.794237		5.03	1271.55501	
	D	252.794237		8.88	2244.81283	
	E	252.794237		11.88	3003.19554	
	F	252.794237		15.33	3875.33566	
	G	252.794237		18.33	4633.71837	
	H	252.794237		22.18	5606.97618	
	I	252.794237		25.48	6441.19717	
	J	252.794237		27.21	6878.5312	
7	A	252.794237	2527.94237	0	0	34392.656
	B	252.794237		1.73	437.33403	
	C	252.794237		5.03	1271.55501	
	D	252.794237		8.88	2244.81283	
	E	252.794237		11.88	3003.19554	
	F	252.794237		15.33	3875.33566	
	G	252.794237		18.33	4633.71837	
	H	252.794237		22.18	5606.97618	
	I	252.794237		25.48	6441.19717	
	J	252.794237		27.21	6878.5312	
6	A	252.794237	2527.94237	0	0	34392.656
	B	252.794237		1.73	437.33403	
	C	252.794237		5.03	1271.55501	
	D	252.794237		8.88	2244.81283	
	E	252.794237		11.88	3003.19554	

	F	252.794237		15.33	3875.33566	
	G	252.794237		18.33	4633.71837	
	H	252.794237		22.18	5606.97618	
	I	252.794237		25.48	6441.19717	
	J	252.794237		27.21	6878.5312	
5	A	304.302694	3043.02694	0	0	41400.3815
	B	304.302694		1.73	526.44366	
	C	304.302694		5.03	1530.64255	
	D	304.302694		8.88	2702.20792	
	E	304.302694		11.88	3615.116	
	F	304.302694		15.33	4664.96029	
	G	304.302694		18.33	5577.86837	
	H	304.302694		22.18	6749.43374	
	I	304.302694		25.48	7753.63263	
	J	304.302694		27.21	8280.07629	
4	A	304.302694	3043.02694	0	0	41400.3815
	B	304.302694		1.73	526.44366	
	C	304.302694		5.03	1530.64255	
	D	304.302694		8.88	2702.20792	
	E	304.302694		11.88	3615.116	
	F	304.302694		15.33	4664.96029	
	G	304.302694		18.33	5577.86837	
	H	304.302694		22.18	6749.43374	
	I	304.302694		25.48	7753.63263	
	J	304.302694		27.21	8280.07629	
3	A	304.302694	3043.02694	0	0	41400.3815
	B	304.302694		1.73	526.44366	
	C	304.302694		5.03	1530.64255	
	D	304.302694		8.88	2702.20792	
	E	304.302694		11.88	3615.116	
	F	304.302694		15.33	4664.96029	
	G	304.302694		18.33	5577.86837	
	H	304.302694		22.18	6749.43374	
	I	304.302694		25.48	7753.63263	
	J	304.302694		27.21	8280.07629	
2	A	911.186143	9111.86143	0	0	123966.875
	B	911.186143		1.73	1576.35203	
	C	911.186143		5.03	4583.2663	
	D	911.186143		8.88	8091.33295	

	E	911.186143		11.88	10824.8914	
	F	911.186143		15.33	13968.4836	
	G	911.186143		18.33	16702.042	
	H	911.186143		22.18	20210.1086	
	I	911.186143		25.48	23217.0229	
	J	911.186143		27.21	24793.3749	
<b>1</b>	A	911.186143	9111.86143	0	0	123966.875
	B	911.186143		1.73	1576.35203	
	C	911.186143		5.03	4583.2663	
	D	911.186143		8.88	8091.33295	
	E	911.186143		11.88	10824.8914	
	F	911.186143		15.33	13968.4836	
	G	911.186143		18.33	16702.042	
	H	911.186143		22.18	20210.1086	
	I	911.186143		25.48	23217.0229	
	J	911.186143		27.21	24793.3749	
<b>RDC</b>	A	911.186143	9111.86143	0	0	123966.875
	B	911.186143		1.73	1576.35203	
	C	911.186143		5.03	4583.2663	
	D	911.186143		8.88	8091.33295	
	E	911.186143		11.88	10824.8914	
	F	911.186143		15.33	13968.4836	
	G	911.186143		18.33	16702.042	
	H	911.186143		22.18	20210.1086	
	I	911.186143		25.48	23217.0229	
	J	911.186143		27.21	24793.3749	

**Tableau 4.39** : Rigidités des portiques longitudinaux :

Niveaux	Portiques	R <sub>jx</sub> (KN/m)	∑R <sub>jx</sub> (KN/m)	Y <sub>i</sub> (m)	R <sub>jx</sub> .Y <sub>i</sub> (KN)	∑R <sub>jx</sub> .Y <sub>i</sub> (KN)
<b>8</b>	1	493.850998	2469.25499	0	0	20840.5121
	2	493.850998		4.2	2074.17419	
	3	493.850998		8.2	4049.57818	
	4	493.850998		12.8	6321.29277	
	5	493.850998		17	8395.46697	
<b>7</b>	1	493.850998	2469.25499	0	0	20840.5121
	2	493.850998		4.2	2074.17419	
	3	493.850998		8.2	4049.57818	
	4	493.850998		12.8	6321.29277	

	5	493.850998		17	8395.46697	
<b>6</b>	1	493.850998	2469.25499	0	0	20840.5121
	2	493.850998		4.2	2074.17419	
	3	493.850998		8.2	4049.57818	
	4	493.850998		12.8	6321.29277	
	5	493.850998		17	8395.46697	
<b>5</b>	1	565.20383	2826.01915	0	0	23851.6016
	2	565.20383		4.2	2373.85609	
	3	565.20383		8.2	4634.6714	
	4	565.20383		12.8	7234.60902	
	5	565.20383		17	9608.46511	
<b>4</b>	1	565.20383	2826.01915	0	0	23851.6016
	2	565.20383		4.2	2373.85609	
	3	565.20383		8.2	4634.6714	
	4	565.20383		12.8	7234.60902	
	5	565.20383		17	9608.46511	
<b>3</b>	1	565.20383	2826.01915	0	0	23851.6016
	2	565.20383		4.2	2373.85609	
	3	565.20383		8.2	4634.6714	
	4	565.20383		12.8	7234.60902	
	5	565.20383		17	9608.46511	
<b>2</b>	1	1590.58075	7952.90374	0	0	67122.5075
	2	1590.58075		4.2	6680.43914	
	3	1590.58075		8.2	13042.7621	
	4	1590.58075		12.8	20359.4336	
	5	1590.58075		17	27039.8727	
<b>1</b>	1	1590.58075	7952.90374	0	0	67122.5075
	2	1590.58075		4.2	6680.43914	
	3	1590.58075		8.2	13042.7621	
	4	1590.58075		12.8	20359.4336	
	5	1590.58075		17	27039.8727	
<b>RDC</b>	1	1590.58075	7952.90374	0	0	67122.5075
	2	1590.58075		4.2	6680.43914	
	3	1590.58075		8.2	13042.7621	
	4	1590.58075		12.8	20359.4336	
	5	1590.58075		17	27039.8727	

Tableau 4.40 : Rigidités des voiles transversaux :

Niveaux	Voiles	H(m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (KN/m)	∑R <sub>vy</sub> (kN/m)	Xi (m)	R <sub>vy</sub> · Xi	∑R <sub>vy</sub> · Xi
<b>RDC à 2</b>	VT1	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3	50950064.3	1.73	20482283.7	696963904
	VT1	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3		25.48	301669704	
	VT2	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3		1.73	20482283.7	
	VT2	3.06	0.87890625	32164200	11839470.3		25.58	302853651	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		13.33	23941899.7	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		15.33	27534082.7	
<b>3 à 5</b>	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6	52869749.3	1.73	21312547.4	721897272
	VT1	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6		25.48	313898098	
	VT2	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6		1.73	21312547.4	
	VT2	3.06	0.91453333	32164200	12319391.6		25.48	313898098	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		13.33	23941899.7	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		15.33	27534082.7	
<b>6 à 8</b>	VT1	3.06	0.95111042	32164200	12812110	54840623	1.73	22164950.3	748711009
	VT1	3.06	0.95111042	32164200	12812110		25.48	326452563	
	VT2	3.06	0.95111042	32164200	12812110		1.73	22164950.3	
	VT2	3.06	0.95111042	32164200	12812110		25.48	326452563	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		13.33	23941899.7	
	VT3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		15.33	27534082.7	

Tableau 4.41 : Rigidités des voiles longitudinaux :

Niveaux	Voiles	H(m)	$I_x$ ( $m^4$ )	E ( $kN/m^2$ )	$R_{vx}(kN/m)$	$\sum R_{vx}$ ( $kN/m$ )	$Y_i$ (m)	$R_{vx} \cdot Y_i$	$\sum R_{vx} \cdot Y_i$
<b>RDC à 2</b>	VL1	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44	23698529.3	4.2	22997559.7	197306488
	VL1	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44		4.2	22997559.7	
	VL2	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44		12.8	70087800.9	
	VL2	3.06	0.40648333	32164200	5475609.44		12.8	70087800.9	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		6.2	11135767.3	
<b>3 à 5</b>	VL1	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81	24851058.7	4.2	24207715.6	207102989
	VL1	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81		4.2	24207715.6	
	VL2	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81		12.8	73775895.2	
	VL2	3.06	0.42787292	32164200	5763741.81		12.8	73775895.2	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		6.2	11135767.3	
<b>6 à 8</b>	VL1	3.06	0.45	32164200	6061808.81	26043326.7	4.2	25459597	217237267
	VL1	3.06	0.45	32164200	6061808.81		4.2	25459597	
	VL2	3.06	0.45	32164200	6061808.81		12.8	77591152.7	
	VL2	3.06	0.45	32164200	6061808.81		12.8	77591152.7	
	VL3	3.06	0.13333333	32164200	1796091.5		6.2	11135767.3	

**Tableau 4.42 : Centre de torsion de l'ensemble (portiques + voiles) :**

Niveaux	Eléments	$\sum R_{jx}$ (KN/m)	$\sum R_{jx} \cdot Y_j$ (KN)	$\sum R_{jy}$ (KN/m)	$\sum R_{jy} \cdot X_j$ (KN)	Xc (m)	Yc (m)
8	Portiques	2469.25499	20840.5121	2527.94237	34392.656	13.6524869	8.34138866
	voiles	26043326.7	217237267	54840623	748711009		
	somme	26045796	217258107	54843150.9	748745401		
7	Portiques	2469.25499	20840.5121	2527.94237	34392.656	13.6524869	8.34138866
	voiles	26043326.7	217237267	54840623	748711009		
	somme	26045796	217258107	54843150.9	748745401		
6	Portiques	2469.25499	20840.5121	2527.94237	34392.656	13.6524869	8.34138866
	voiles	26043326.7	217237267	54840623	748711009		
	somme	26045796	217258107	54843150.9	748745401		
5	Portiques	2826.01915	23851.6016	3043.02694	41400.3815	13.6542566	8.33378132
	voiles	24851058.7	207102989	52869749.3	721897272		
	somme	24853884.8	207126840	52872792.4	721938673		
4	Portiques	2826.01915	23851.6016	3043.02694	41400.3815	13.6542566	8.33378132
	voiles	24851058.7	207102989	52869749.3	721897272		
	somme	24853884.8	207126840	52872792.4	721938673		
3	Portiques	2826.01915	23851.6016	3043.02694	41400.3815	13.6542566	8.33378132
	voiles	24851058.7	207102989	52869749.3	721897272		
	somme	24853884.8	207126840	52872792.4	721938673		
2	Portiques	7952.90374	67122.5075	9111.86143	123966.875	13.6793395	8.32572329
	voiles	23698529.3	197306488	50950064.3	696963904		
	somme	23706482.2	197373611	50959176.2	697087871		
1	Portiques	7952.90374	67122.5075	9111.86143	123966.875	13.6793395	8.32572329
	voiles	23698529.3	197306488	50950064.3	696963904		
	somme	23706482.2	197373611	50959176.2	697087871		
RDC	Portiques	7952.90374	67122.5075	9111.86143	123966.875	13.6793395	8.32572329
	voiles	23698529.3	197306488	50950064.3	696963904		
	somme	23706482.2	197373611	50959176.2	697087871		

**4.6/ Calcul de l'excentricité (RPA 99 version 2003 /Art. 4.2.7)**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

- Excentricité théorique résultante des plans :

$$e = \max (e_{\text{théorique}}, e_{\text{accidentelle}})$$

• **Excentricité accidentelle**

$$e_x = 0,05 \times L_X = 0.05 \times 27.56 = 1.378\text{m}$$

$$e_y = 0,05 \times L_Y = 0.05 \times 17.35 = 0,8675\text{m}$$

• **Excentricité théorique** résultante des plans ( $e_x$  et  $e_y$ )

$$e_{x(\text{théo})} = X_M - X_C \dots\dots\dots(4.48)$$

$$e_{y(\text{théo})} = Y_M - Y_C$$

Les valeurs des excentricités théoriques par niveau, les excentricités accidentelles par niveau ainsi que les excentricités adoptées sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 4.43** : Calcul et adoption des excentricités théoriques et accidentelles :

Niveaux	$X_M$	$Y_M$	$X_C$	$Y_C$	$e_x$	$e_y$	5% $L_X$	5% $L_Y$	vérification
8	13.0984213	9.04815593	13.6524869	8.34138866	-0.5540656	0.70676727	1.378	0.8675	CV
7	13.1026235	9.04506049	13.6524869	8.34138866	-0.5498633	0.70367183	1.378	0.8675	CV
6	13.1026235	9.04506049	13.6524869	8.34138866	-0.5498633	0.70367183	1.378	0.8675	CV
5	13.1153125	9.02948926	13.6542566	8.33378132	-0.5389440	0.69570794	1.378	0.8675	CV
4	13.1153125	9.02948926	13.6542566	8.33378132	-0.5389440	0.69570794	1.378	0.8675	CV
3	13.1153125	9.02948926	13.6542566	8.33378132	-0.5389440	0.69570794	1.378	0.8675	CV
2	13.1290513	9.01262971	13.6793395	8.32572329	-0.5502881	0.68690642	1.378	0.8675	CV
1	13.1290513	9.01262971	13.6793395	8.32572329	-0.5502881	0.68690642	1.378	0.8675	CV
RDC	13.1290513	9.00638624	13.6793395	8.32572329	-0.5502881	0.68066295	1.378	0.8675	CV

**4.7/ Conclusion**

L'excentricité théorique calculée pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle dans les deux sens.

L'excentricité du centre de masse par rapport au centre de torsion à chaque niveau et dans chaque direction est prise égale à l'excentricité accidentelle  $e = 1.378\text{m}$ .

# **Chapitre 5**

## **Modélisation de la structure**

## Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

### 5.1/ Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Elle peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste alors à déterminer ces déformations, puis les forces et les contraintes, en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### 5.2/ Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems) 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 décente 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 etc...).

### 5.3/ Modélisation de la structure sous ETABS

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres, poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

### 5.3.1/ Terminologie utilisée

Grid line : Ligne de grille,  
Joints : nœuds,  
Frame : portique (cadre),  
Shell : voile,  
Restraints : degrés de liberté (DDL),  
Loads: charges,  
Uniformed loads: charges uniformes,  
Materials : matériaux,  
Concret : béton,  
Steel : acier,  
Frame section : coffrage,  
Colum : poteau,  
Beam : poutre.

### 5.3.2/ Choix de la Méthode de calcul

#### Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivants les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

### 5.3.3/ Présentation de la méthode modale spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ➤ Hypothèses de calcul

- les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

### 5.4/ Etapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ✓ introduction de la géométrie du modèle,
- ✓ spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),

- ✓ spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- ✓ définition des charges statiques (G, Q),
- ✓ introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- ✓ définition de la charge sismique E,
- ✓ chargement des éléments,
- ✓ introduction des combinaisons d'actions,
- ✓ déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### 5.4.1/ Introduction de la géométrie du modèle

#### a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran. L'unité utilisée dans notre est (KN.m)

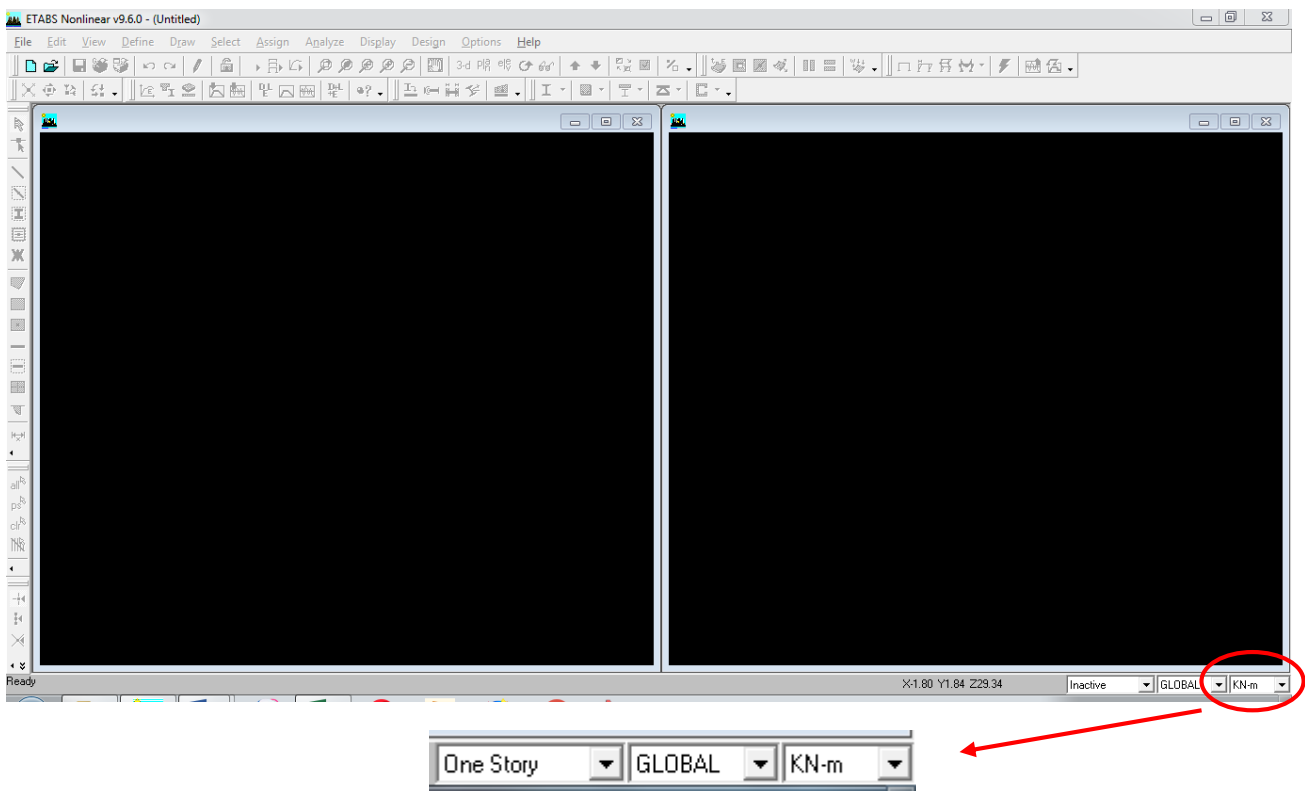


Figure 5.1 : Choix de l'unité de base.

#### b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** ⇒ **New model**.

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur: **No**.

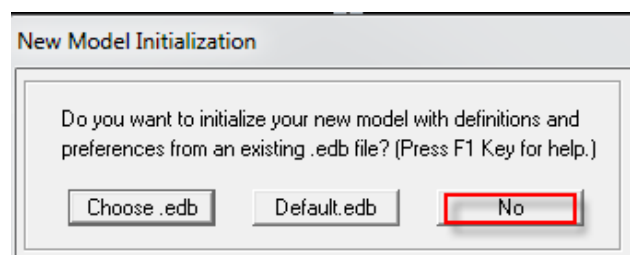
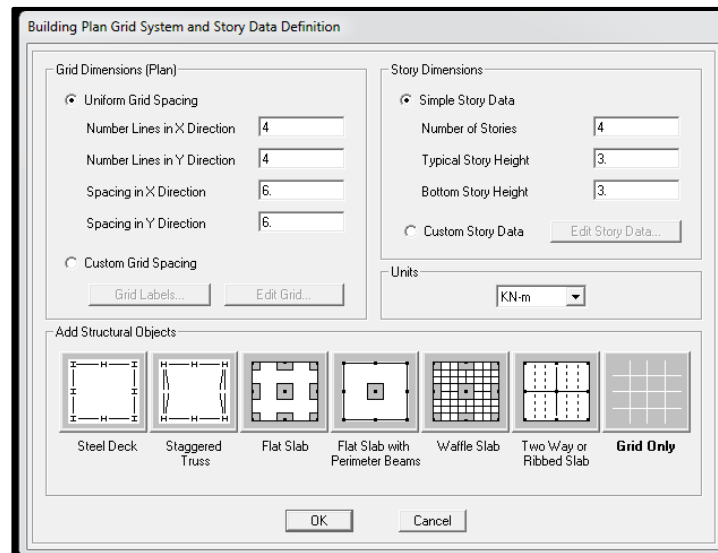


Figure 5.2 : Choix d'une surface de travail



**Figure 5.3 :** Introduction des données de base de la structure.

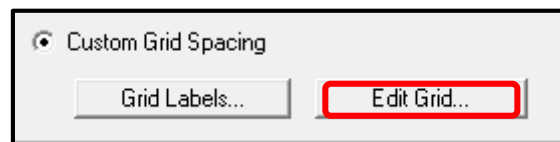
Les fonctions qui s'affichent dans la figure (5.3) permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- les hauteurs des différents étages,
- le nombre d'étages,
- les longueurs des travées.

### c. Modification de la géométrie de base

#### ➤ Lignes et travées

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇒ **Edit Grid**



**Figure 5.4 :** Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y. Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

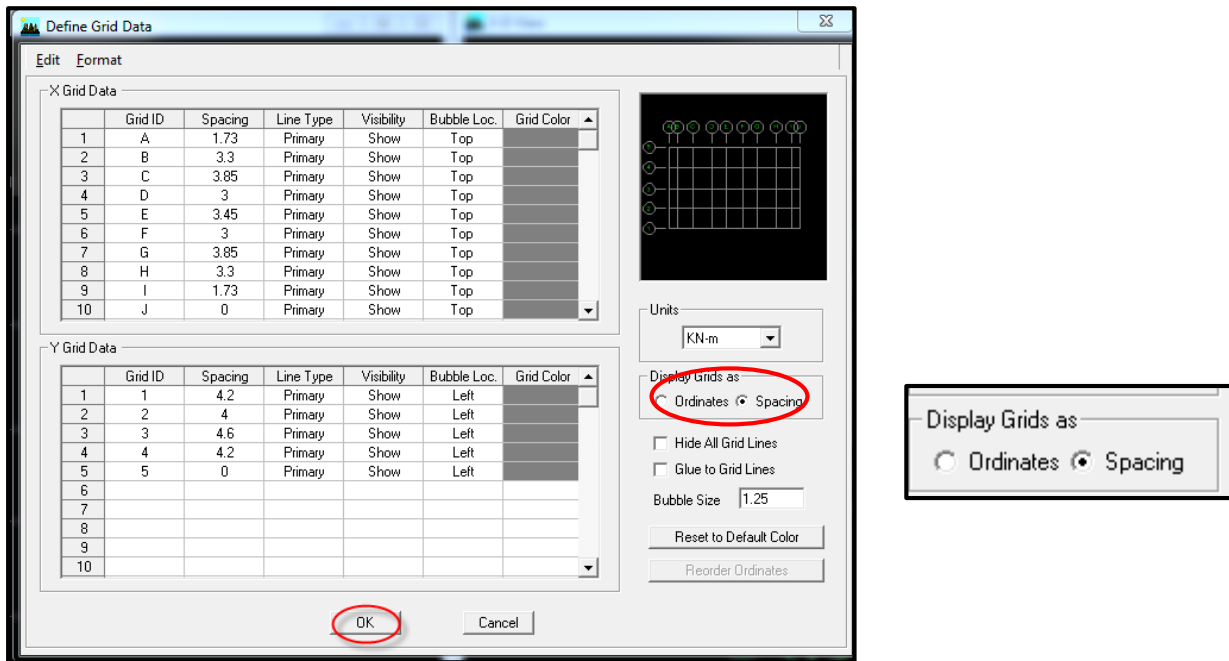


Figure 5.5 : Introduction des données de la structure.

➤ Etages

Nous introduisons sur **story dimensions**, le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages (Figure 5.6) .

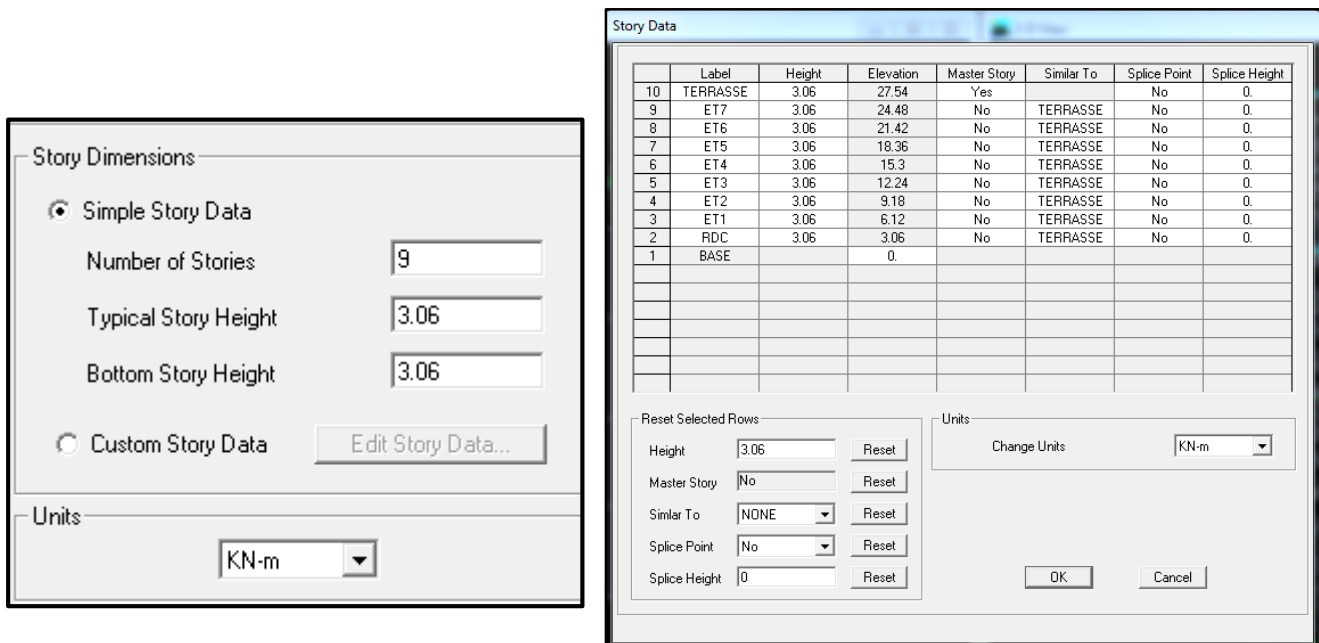
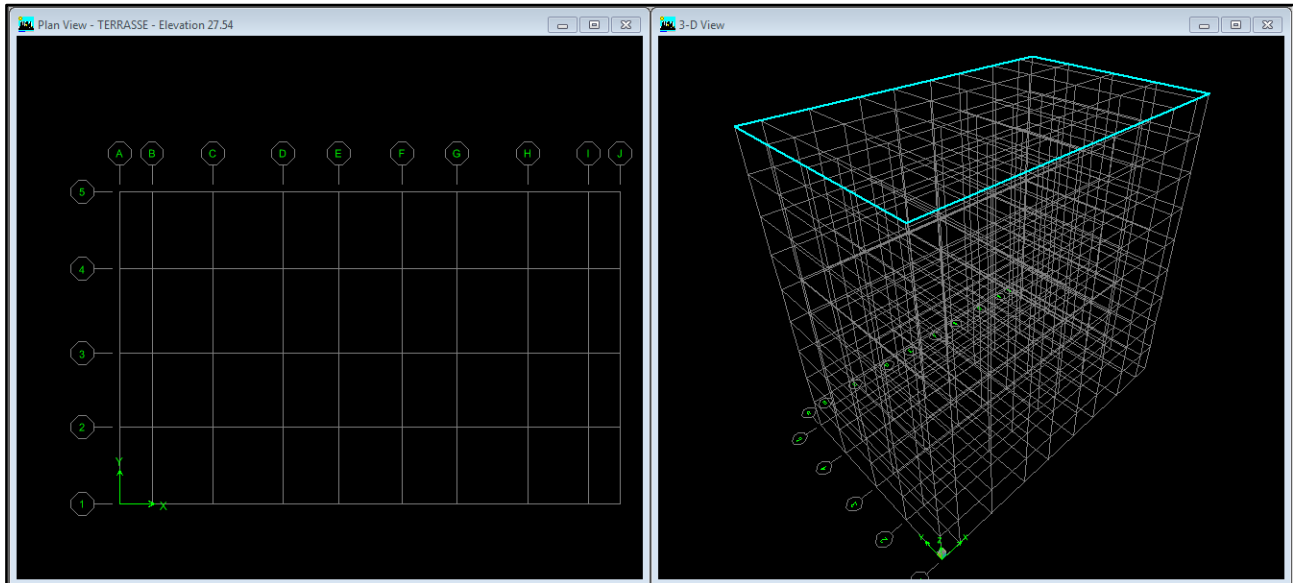


Figure 5.6 : Introduction des hauteurs de la structure

**N.B** : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (figure 5.6) nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la (Figure5.7)



**Figure 5.7 :** Esquisse de la structure en système d'axes.

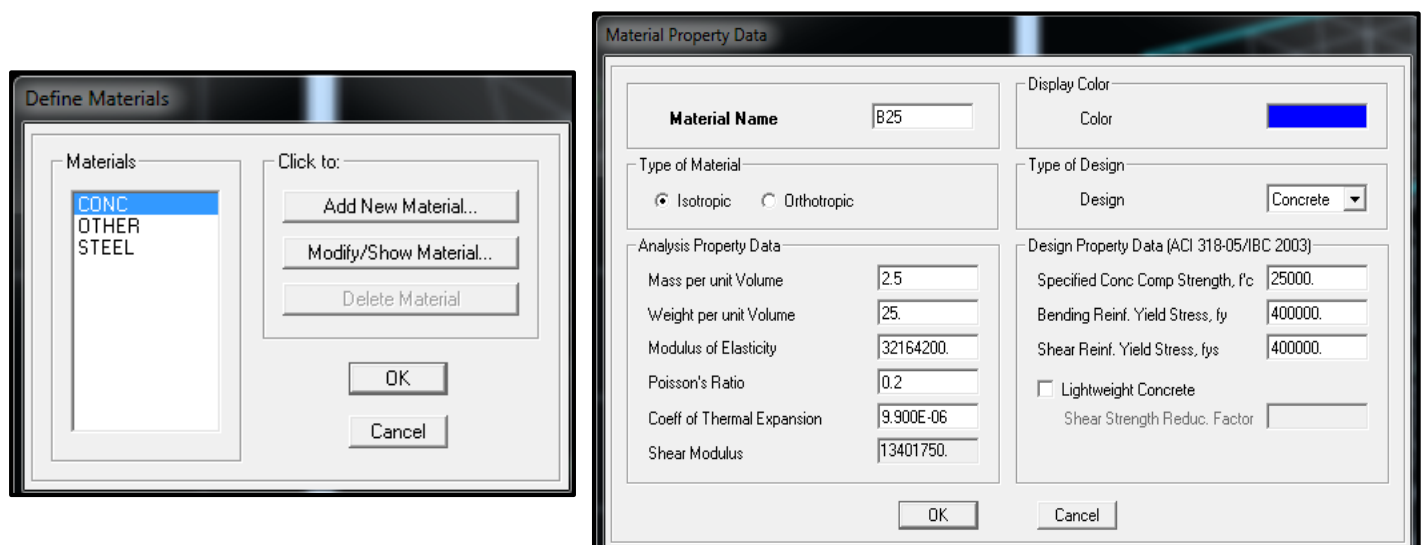
#### 5.4.2/ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

**Define** ⇒ **Material properties** ⇒ **Conc** ⇒ **Modify/show Material.**

Dans la boîte de dialogue, qui apparait, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés comme dans la figure (**figure 5.8**)



**Figure 5.8 :** Définition du matériau « Béton ».

### 5.4.3/ Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

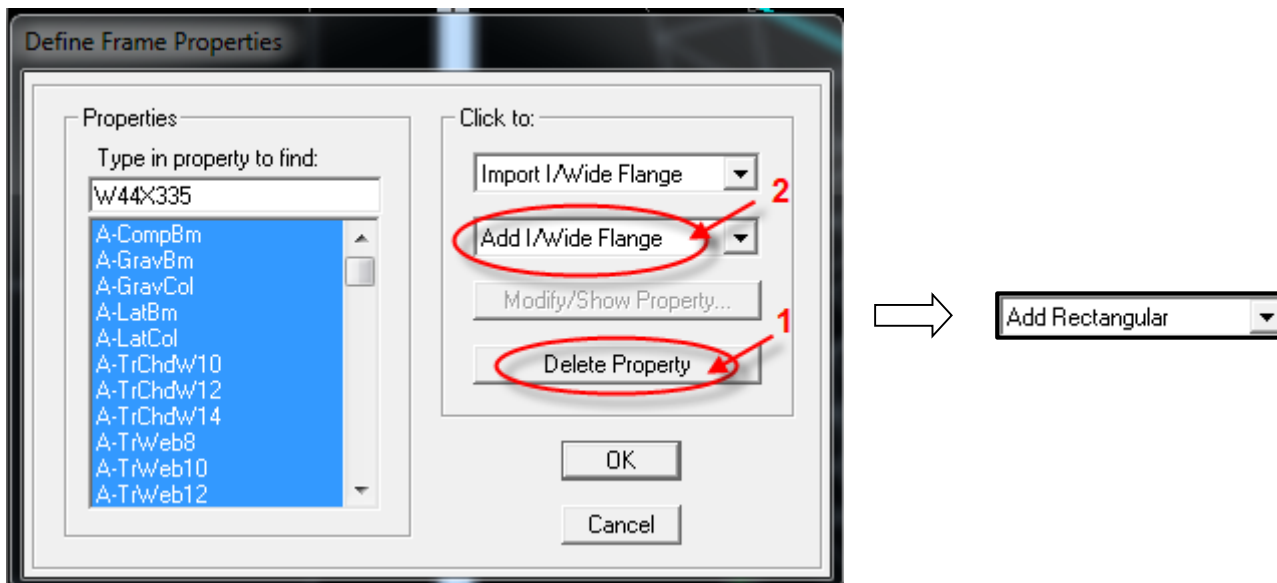
- **Poutres, Poteaux**

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :

**Define**  $\Rightarrow$  **Frame sections**

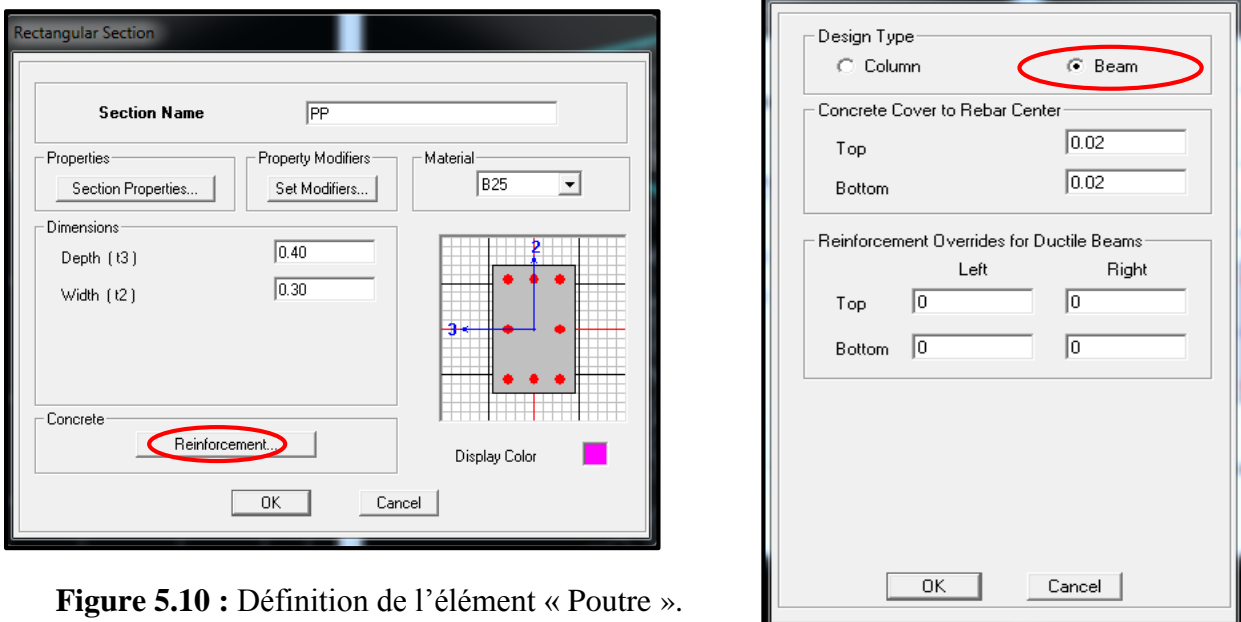
Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange**  $\Rightarrow$  **Add rectangular**.



**Figure 5.9 :** Introduction des propriétés des éléments.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément ,  
Puis sur : **Reinforcement**  $\Rightarrow$  **Beam**.



**Figure 5.10 :** Définition de l'élément « Poutre ».

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

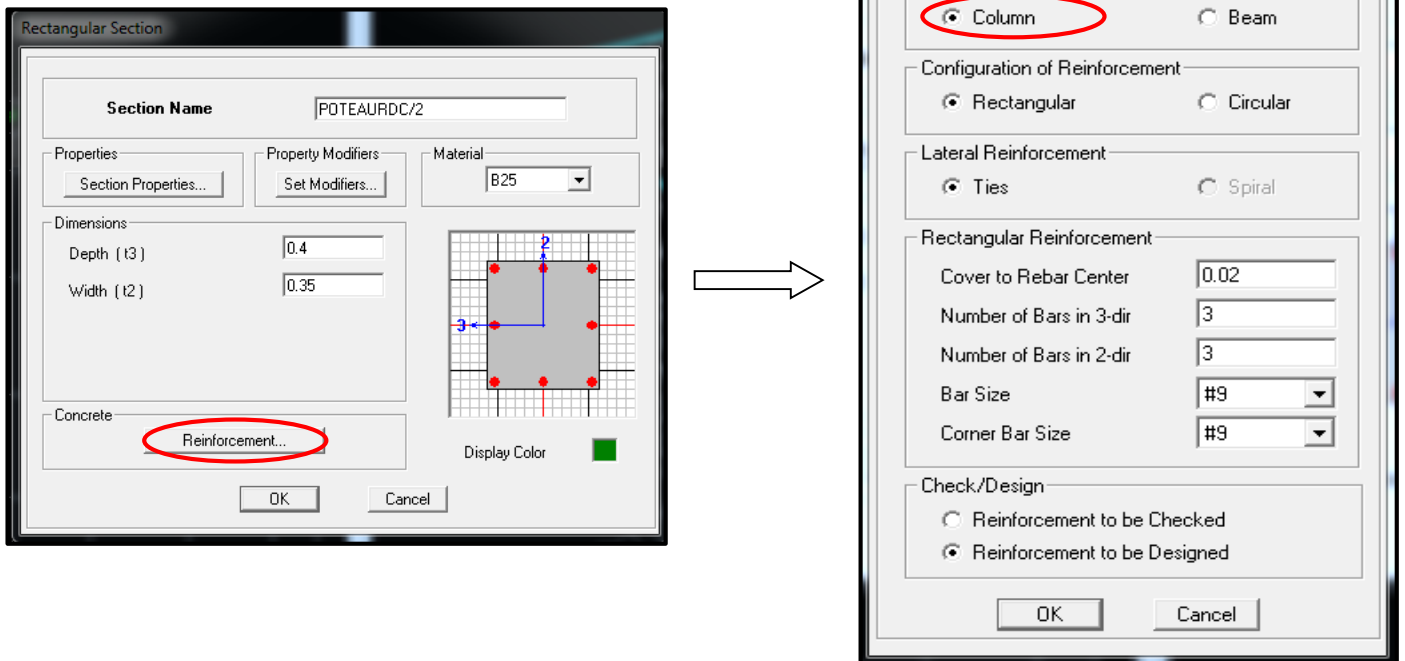


Figure 5.11 : Définition de l'élément « Poteau ».

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

- Voiles

Define  $\implies$  wall/slab/deck sections  $\implies$  Add new wall (Voile)

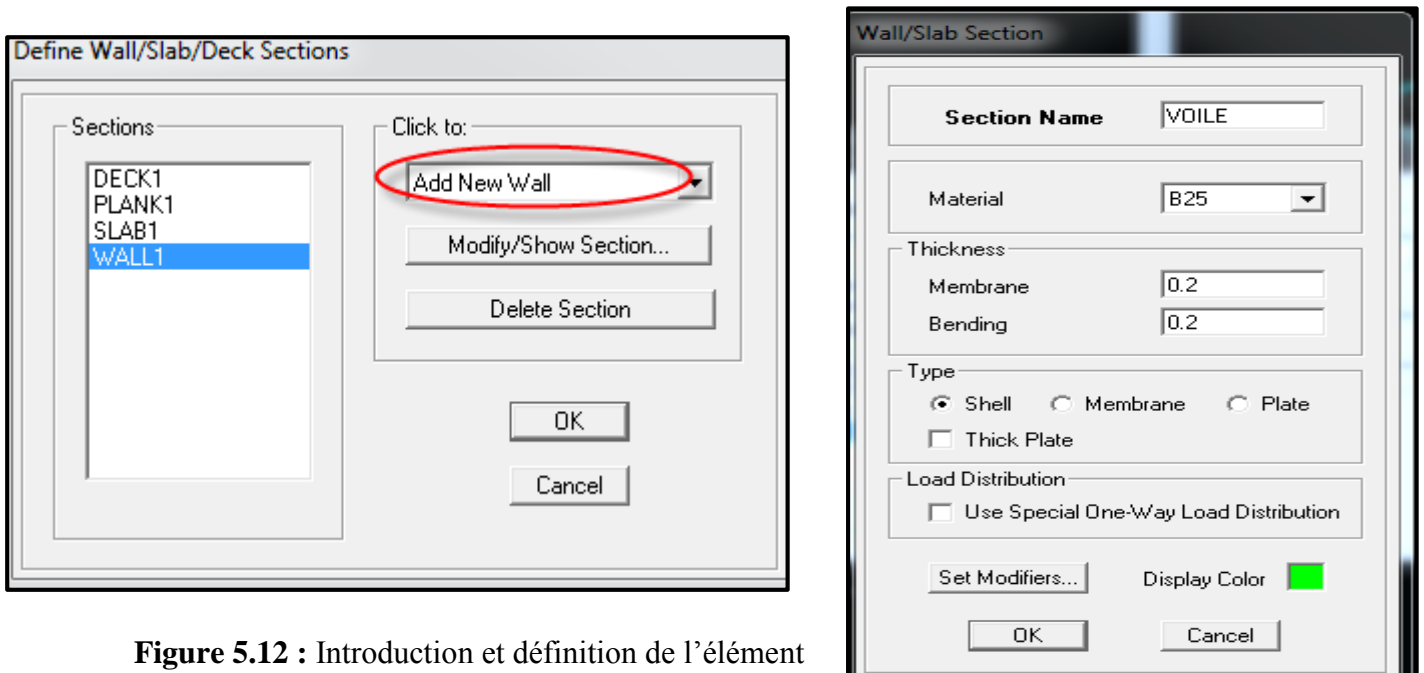


Figure 5.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».

- Dalle pleine

Define  $\implies$  wall/slab/deck sections  $\implies$  Add new slab (Dalle pleine )

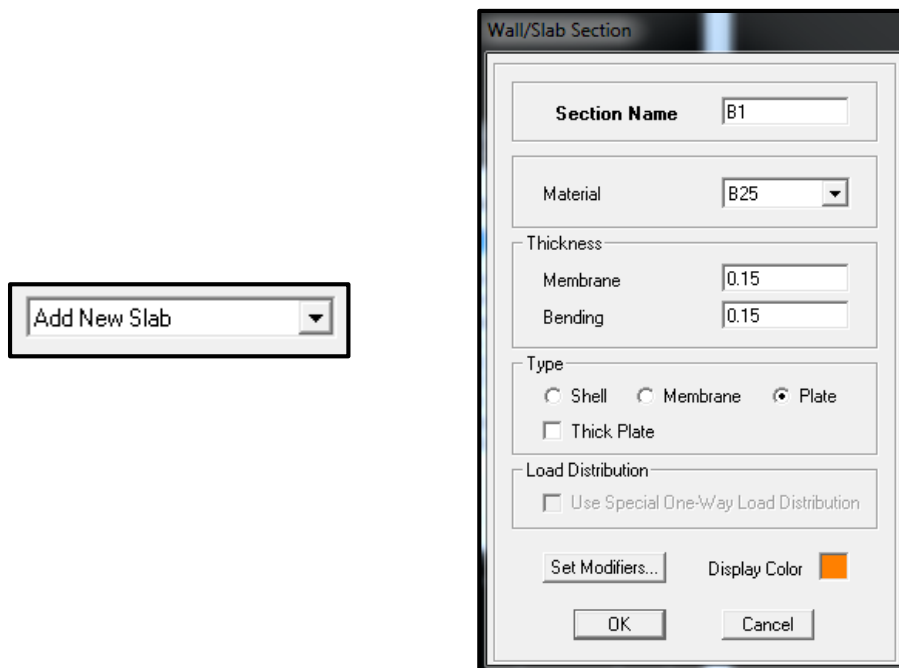


Figure 5.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

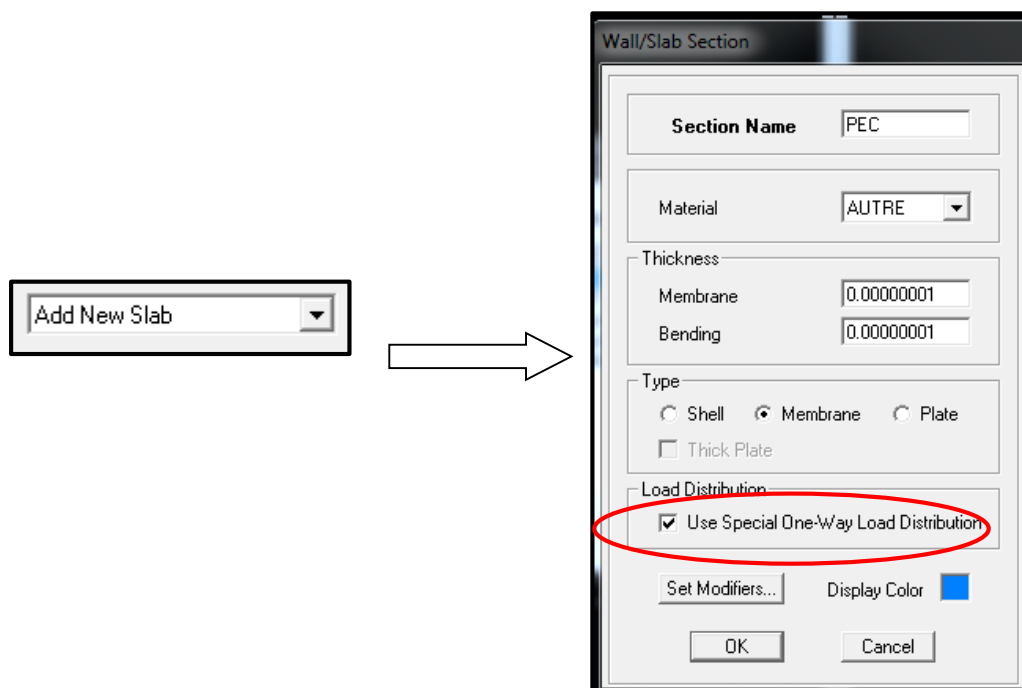
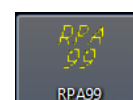


Figure 5.14 : Introduction et définition de l'élément « Plancher ».

#### 5.4.4/ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

**Zone IIa** : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

**Groupe 2** : Ouvrages d'importance moyenne.

**Catégorie S<sub>2</sub>** (classification des sites d'implantation): site ferme.

**Pourcentage d'amortissement 8.5%** [(10+7)/2]

**Coefficient de Comportement R** (classifications des systèmes de contreventement) :

Dans notre structure, nous avons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles donc R=5

**Tableau 5. 1** : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A 4a	Mixte portique/voiles avec interaction	5

**Facteur de Qualité Q (art 4.4/.RPA 99 modifié 2003)**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \dots \dots \dots (5.1)$$

**Tableau 5.2** : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P<sub>q</sub> : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

**a. Conditions minimales sur les files de contreventement**

➤ **Système de portiques**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

\*Suivant x on a (09) travée **Condition vérifiée.**

\*Suivant y on a (04) travée **Condition vérifiée.**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5 \dots \dots \dots (5.2)$$

\*Suivant x  $\frac{3.85}{1.73} = 2.22 > 1.5$  **Condition non vérifiée.**

\*Suivant y  $\frac{4.60}{4} = 1.15 < 1.5$  **Condition vérifiée.**

**(Condition non vérifiée).**

**b. Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5 \dots \dots (5.3)$$

\*05 files suivant X-X

**Condition vérifiée.**

\*10 files suivant Y-Y

**Condition vérifiée.**

$$\frac{4.60}{4} = 1.15 < 1.5$$

$$\frac{3.85}{1.73} = 2.22 > 1.5$$

**Donc la condition n'est pas vérifiée.**

**c. Régularité en plan**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x  $\implies$  Condition vérifiée.

Suivant y  $\implies$  Condition vérifiée.

**(Condition vérifiée).**

➤ **Condition sur l'excentricité**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

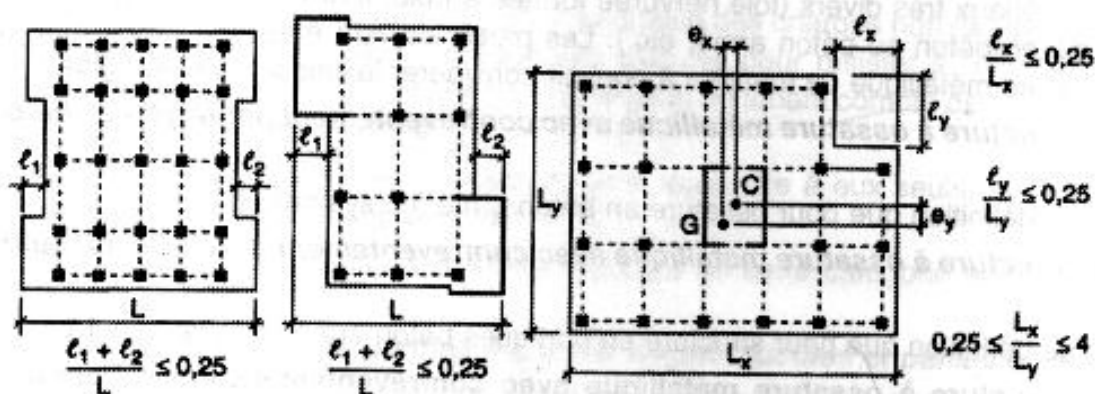
**(Condition vérifiée).**

➤ **Condition sur les décrochements**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{27.21}{17} = 1.60 < 4 \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



**Figure 5.15:**Limites des décrochements en plan

Suivant X-X :

$$\frac{e_1 + e_2}{l_x} = 0.25 \dots \dots (5.4)$$

Nous obtenons :

$$\frac{3 + 3}{17.35} = 0.17 < 0.25$$

Suivant Y-Y :

$$\frac{1.73 + 1.73}{27.56} = 0.13 < 0.25$$

(Condition vérifiée).

#### ➤ Condition sur les ouvertures

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.  $S_0 \leq 15\% S_T \dots \dots (5.5)$

Nous obtenons  $4.6 \times 3.45 + 2 \times 2 = 19.87 \text{m}^2 < 0.15 \times 379.214 = 56.8821 \text{m}^2$  (Condition vérifiée).

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés ; donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

#### d. Régularité en élévation

##### ➤ Condition sur le système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. (Condition vérifiée).

##### ➤ Condition sur les masses et rigidités

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. (Condition non vérifiée).

D'où, notre structure est classée non régulière en élévation.

##### e. Contrôle de la qualité des matériaux (Condition vérifiée).

##### f. Condition de la qualité de l'exécution (Condition vérifiée).

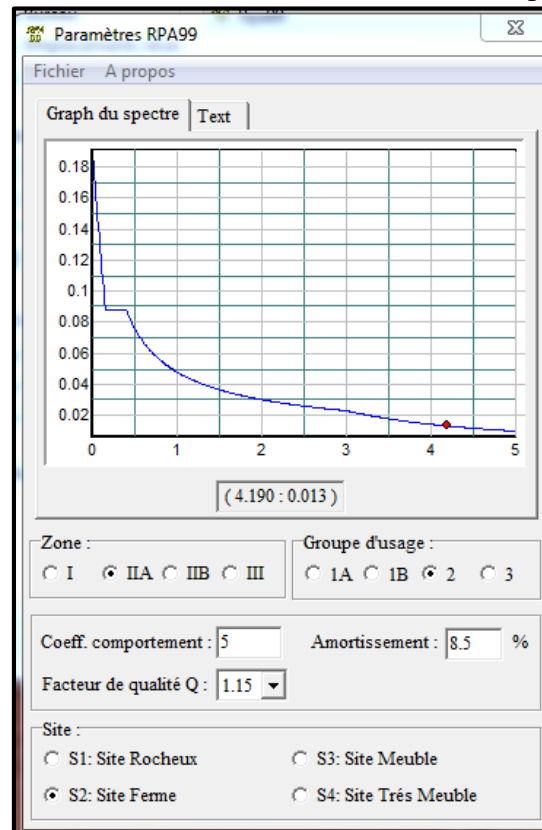
**Tableau 5.3 :** Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P <sub>q</sub>
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	0
<b>4. Régularité en élévation</b>	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0

Finalement :

$$Q = 1.15$$

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

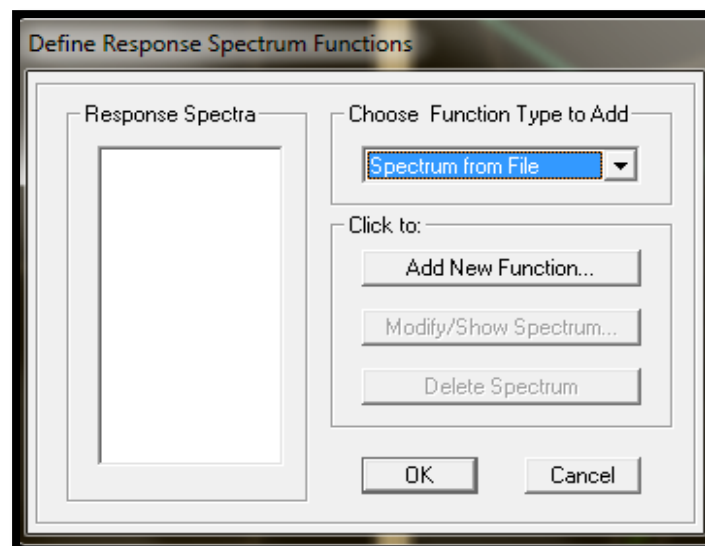


**Figure 5.16 :** Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

**Define**  $\Rightarrow$  **Response Spectrum Function**  $\Rightarrow$  **Spectrum from file**  $\Rightarrow$  **Add new function**



**Figure 5.17 :** Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà créé et enregistré.

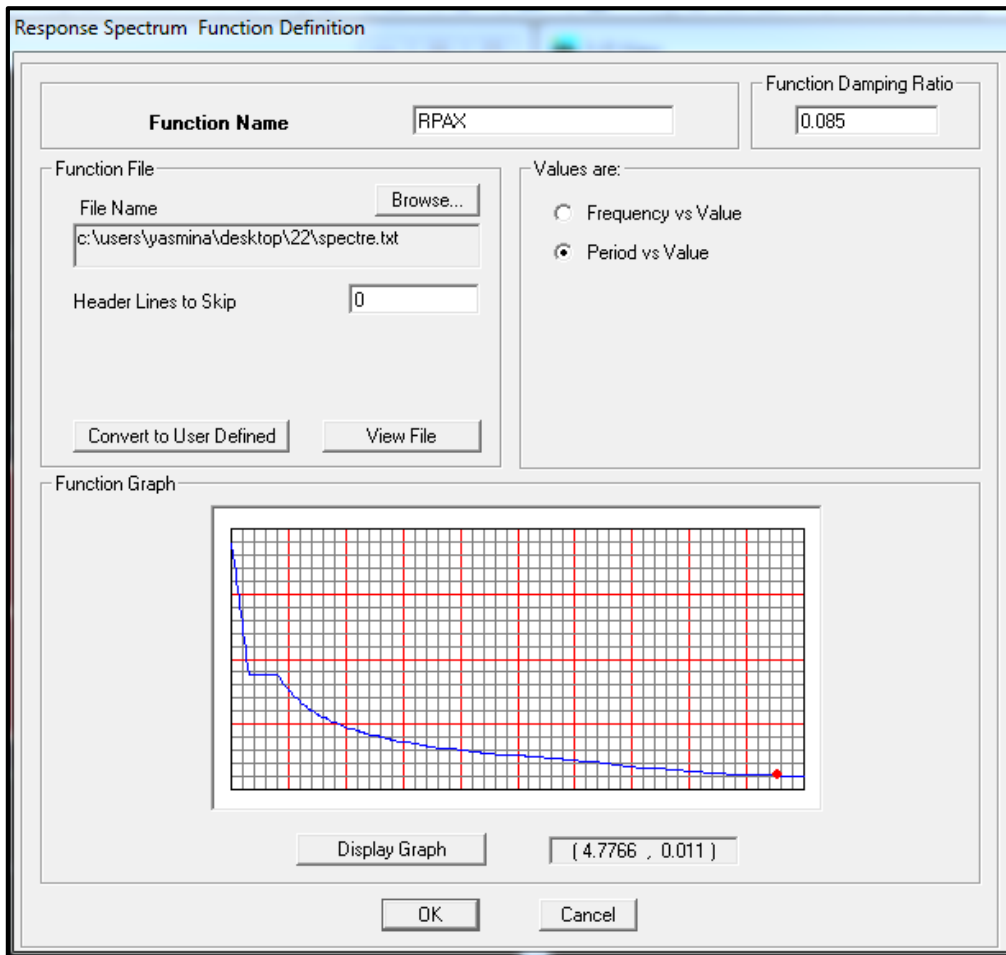


Figure 5.18 : Enregistrement du spectre de réponse.

### 5.5/ Définition des Charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

**Define** ⇒ **Static Load Cases.**

Ou bien:  **Static Load Cases.**

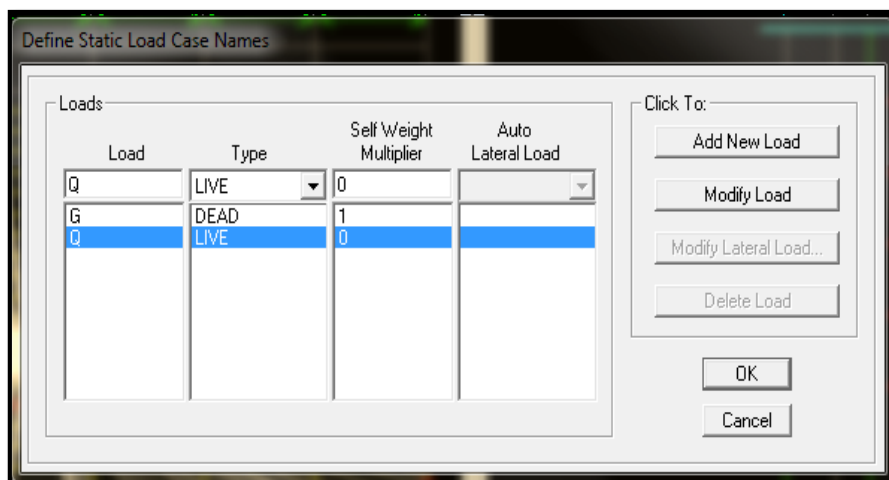


Figure 5.19 : Définitions des charges et surcharges statiques.

### 5.5.1/ Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

**Define** ⇒ **Response spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum.**

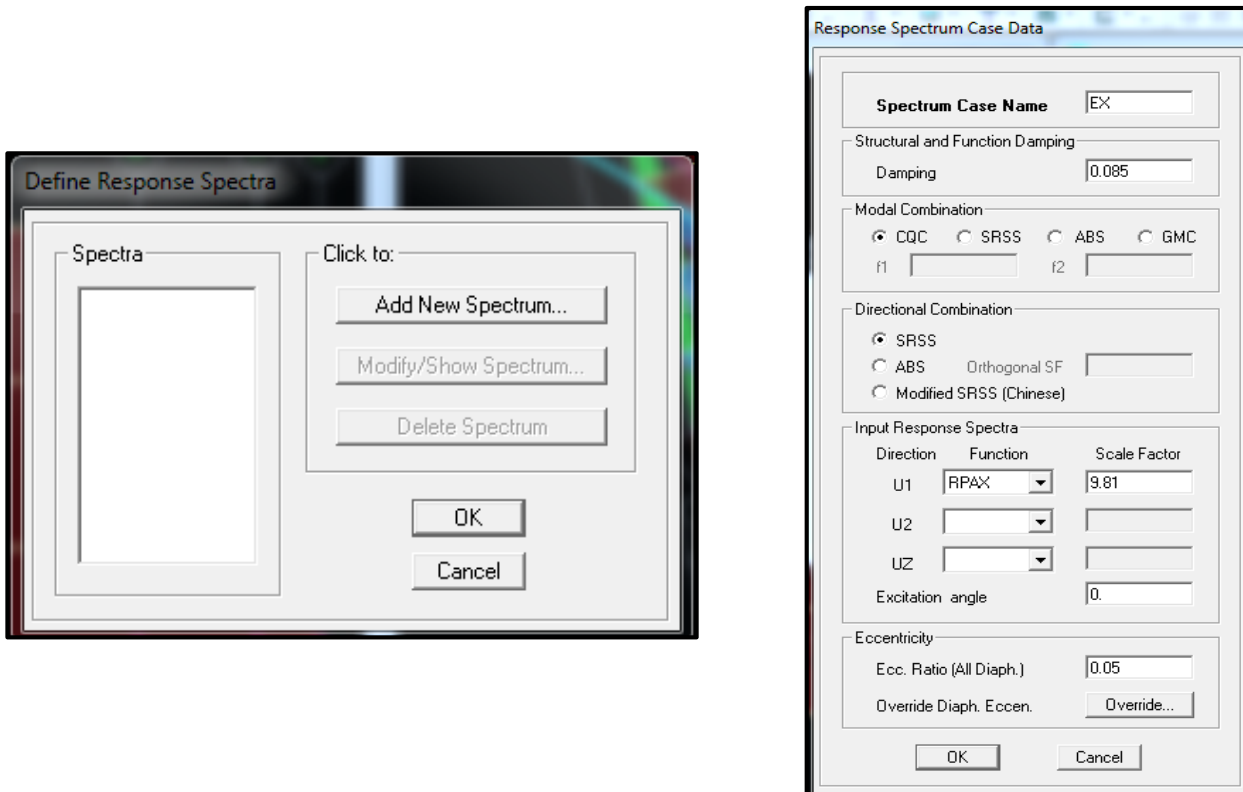



Figure 5.20 : Définition et introduction de la charge sismique.

### 5.5.2/ Mise en place des éléments de la structure

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- **Les poteaux**

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

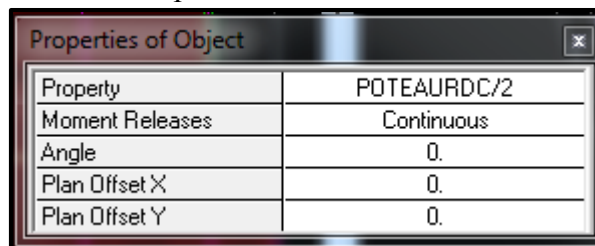



Figure 5.21 : Mise en place de l'élément « Poteau »

- **Les poutres**

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **Property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

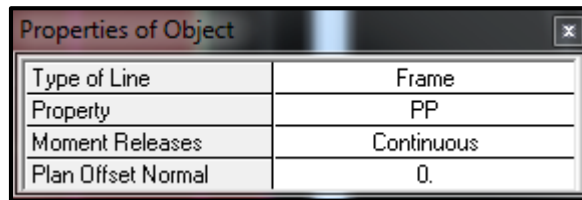



Figure 5.22 : Mise en place de l'élément « Poutre »

- Les voiles

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** Voile et dans **Drawing Control**, «*Fixed Length*» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

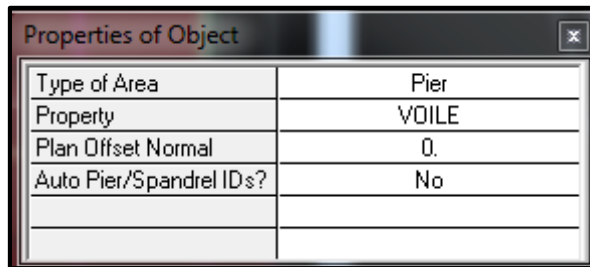



Figure 5.23 : Mise en place de l'élément « Voile »

- Les dalles pleines

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** balcon. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

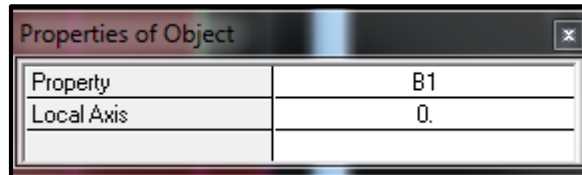



Figure 5.24 : Mise en place de l'élément « Dalle pleine »

- Le corps creux

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** PEC. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

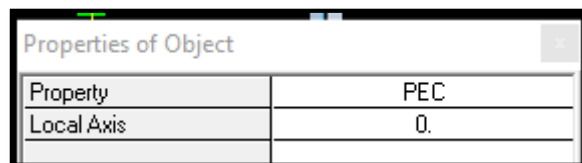



Figure 5.25 : Mise en place de l'élément « Corps creux »

Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône .

Dans la fenêtre qui s’affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.

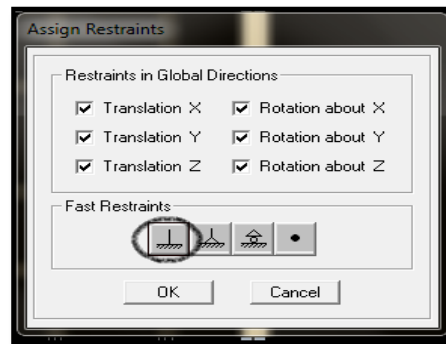


Figure 5.26 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes est illustré dans la figure 5.27 :

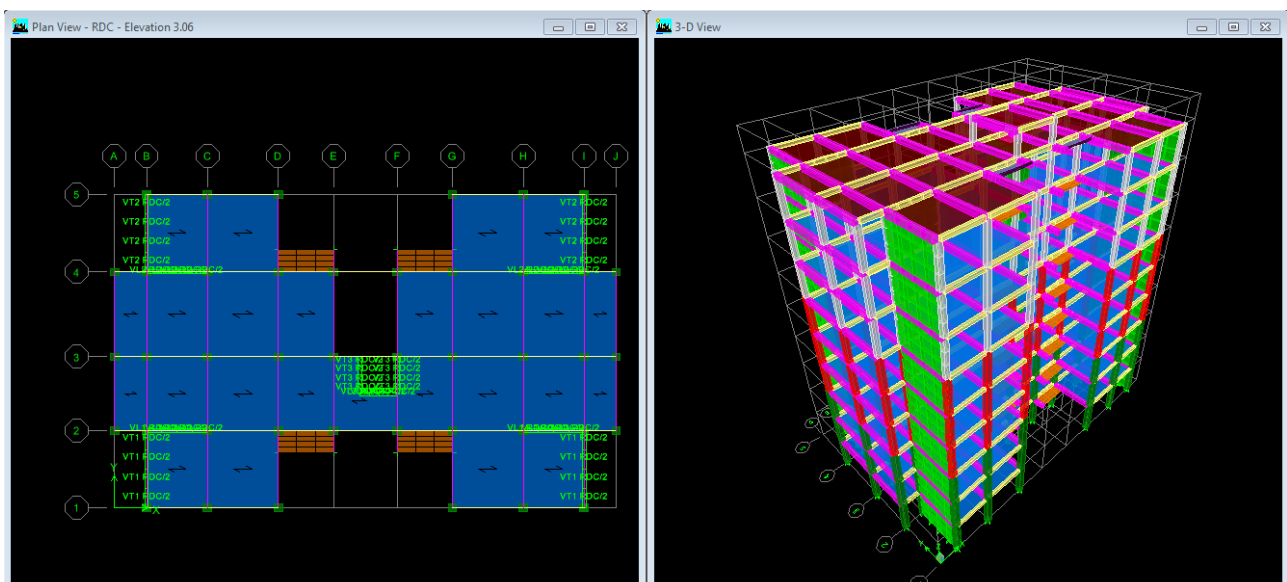


Figure 5.27 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

### 5.5.3/ Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots \dots \dots (5.6)$$

Avec

$$W_{i=} W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots (5.7)$$

- $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- $W_{Qi}$ : charges d’exploitation,
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

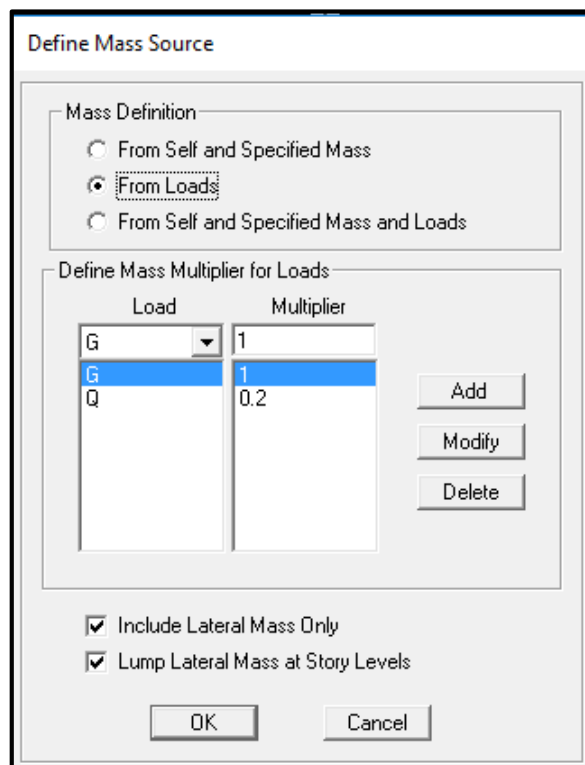
**Tableau 5.4 :** Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

L'inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.


Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

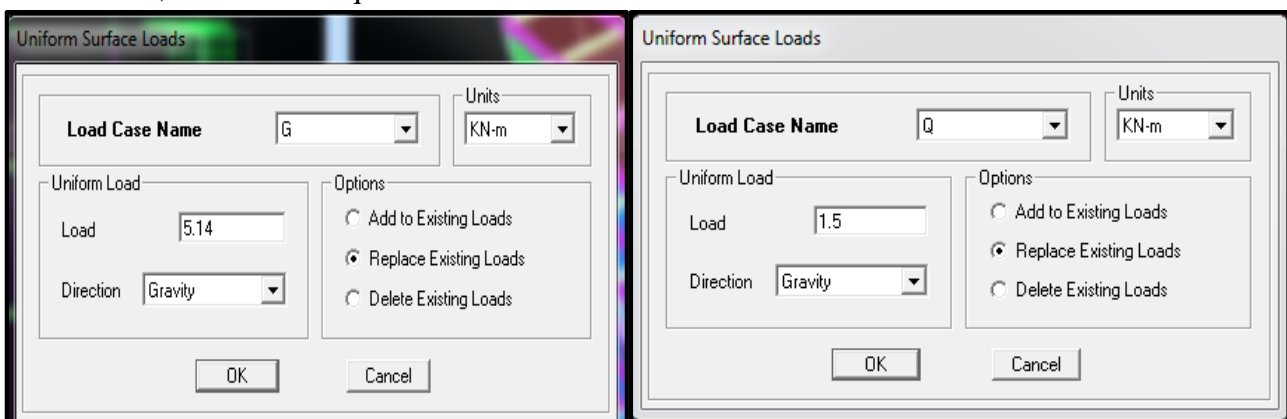
**Define**  $\Rightarrow$  **Masse source**  $\Rightarrow$  **from loads.**



**Figure 5.28:** Définition de la masse source.

### 5.5.4/ Chargement des éléments

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons les sélectionner, ensuite on clique sur l'icône 



**Figure 5.29 :** Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du s-sol, rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du prédimensionnement et nous sélectionnons les planchers à charger.

- **Terrasse**

$$G = 5.78 \text{ kN/m}^2 \qquad Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- **Etages courants**

$$G = 5.14 \text{ kN/m}^2 \qquad Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

- **Balcons**

$$G_{\text{balcon}} = G - (\gamma b \times e) = 5.27 - 3.75 = 1.52 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour les poutres secondaires

**Assign**  $\Rightarrow$  **Areas loads**  $\Rightarrow$  **Frame/line loads**  $\Rightarrow$  **Distributed**  $\Rightarrow$  **G.**

Ou bien, nous cliquons sur l'icone 

➤ **Etage courant**

- **Poutres secondaires de rive**

$$G_{EC} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.14 \times 0.325 = 1.6705 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{EC} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1.5 \times 0.325 = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres secondaires intermédiaire**

$$G_{EC} = G \times 0.65 = 5.14 \times 0.65 = 3.341 \text{ KN/ml}$$

$$G_{EC} = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

➤ **Terrasse**

- **Poutres secondaires de rive**

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.78 \times 0.325 = 1.8785 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1 \times 0.325 = 0.325 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres secondaires intermédiaires**

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times 0.65 = 5.83 \times 0.65 = 3.757 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

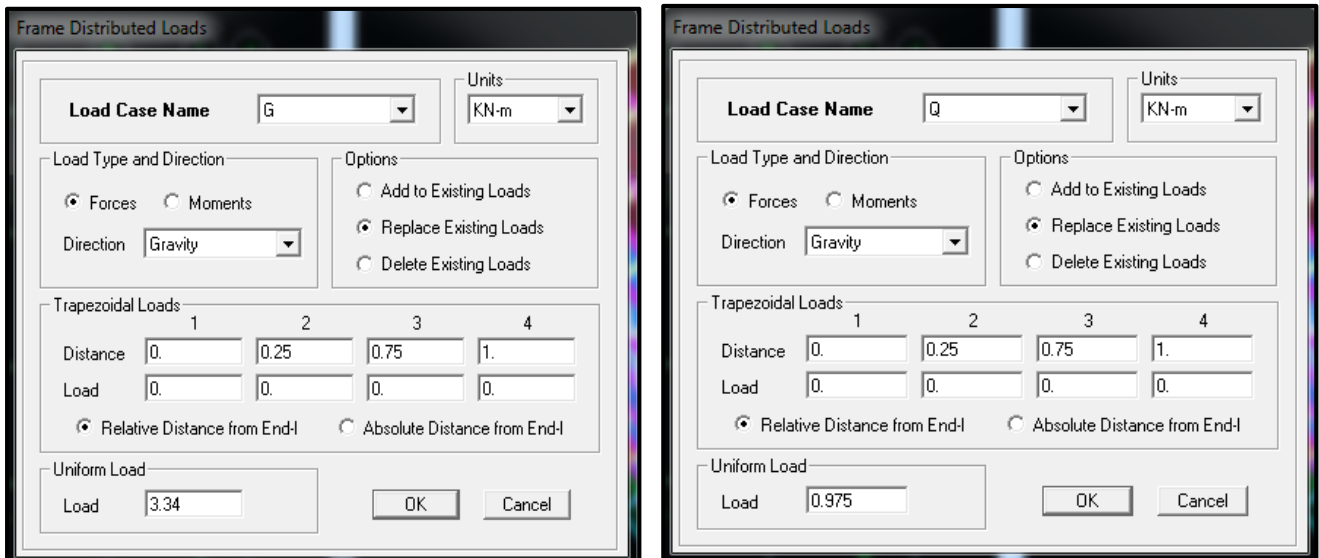


Figure 5.30 : Chargement des poutres secondaires intermédiaires de l'étage courant sous Q et Q.




Figure 5.31 : Chargement des poutres secondaires de rive de l'étage courant sous Q et Q.

### 5.5.5/ Diaphragme

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Define** ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **DA1** ⇒ **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **DA1** ⇒ **OK**

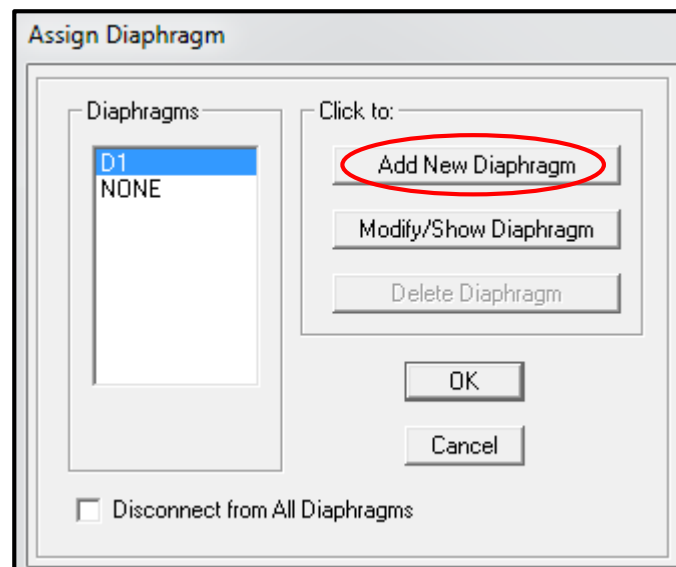


Figure 5.32 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

**Define**  $\Rightarrow$  **Diaphragms**  $\Rightarrow$  **Add New Diaphragm**  $\Rightarrow$  **DA2**  $\Rightarrow$  **OK**

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

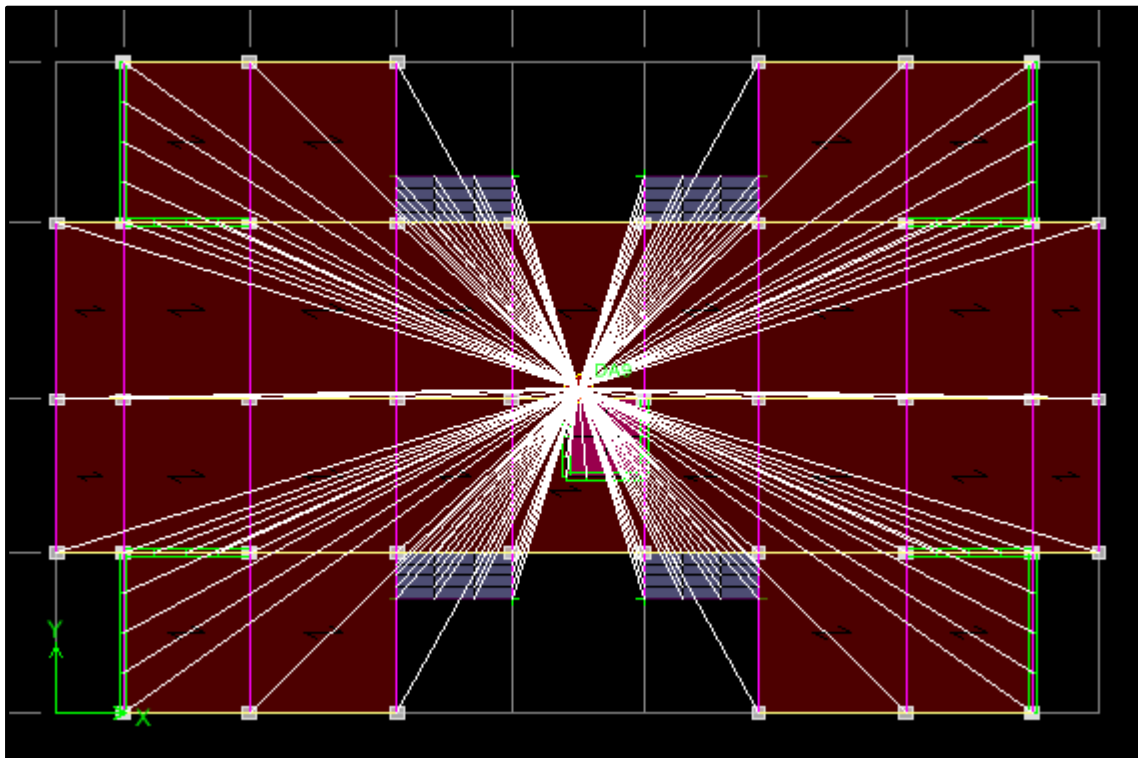
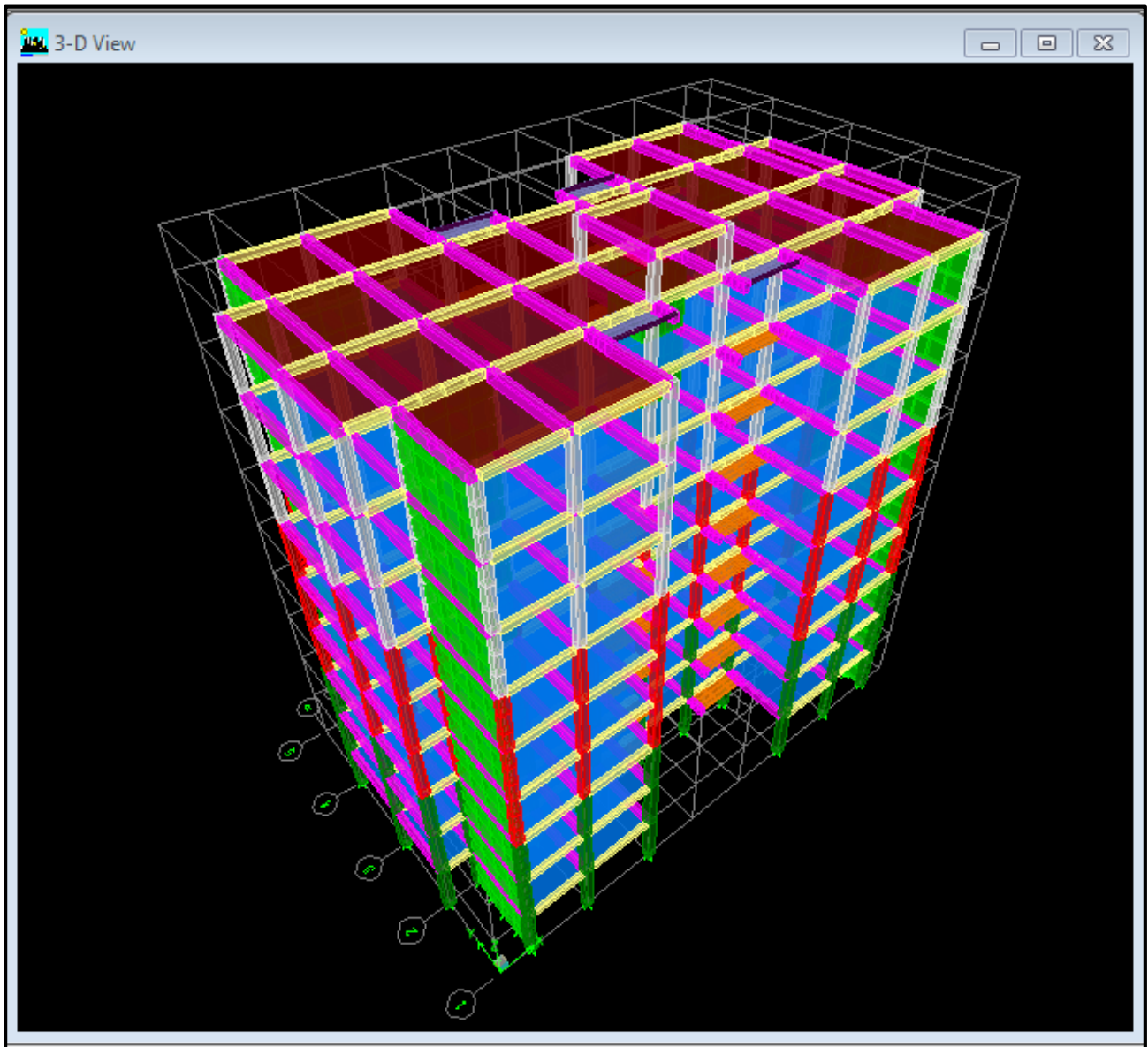


Figure 5.33 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure 5.34 :



**Figure 5.34 :** Représentation de la structure finale en 3D

## 5.6/ Vérifications



Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

### 5.6.1/ Analyse et visualisation des résultats

#### a. Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure, nous devons déverrouiller notre model en cliquant sur

**unlock model** :   $\Rightarrow$  

Pour lancer l'analyse, on se positionne sur **Analyse**  $\Rightarrow$  **Run Analysis**

#### b. Visualisation des résultats

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur **Display**  $\Rightarrow$  **Show Deformed Shape**.

### 5.6.2/ Introduction aux vérifications

#### a. L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3 \dots \dots (5.8)$$

$N_d$ : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

$B_c$  : aire (section brute) de cette dernière,

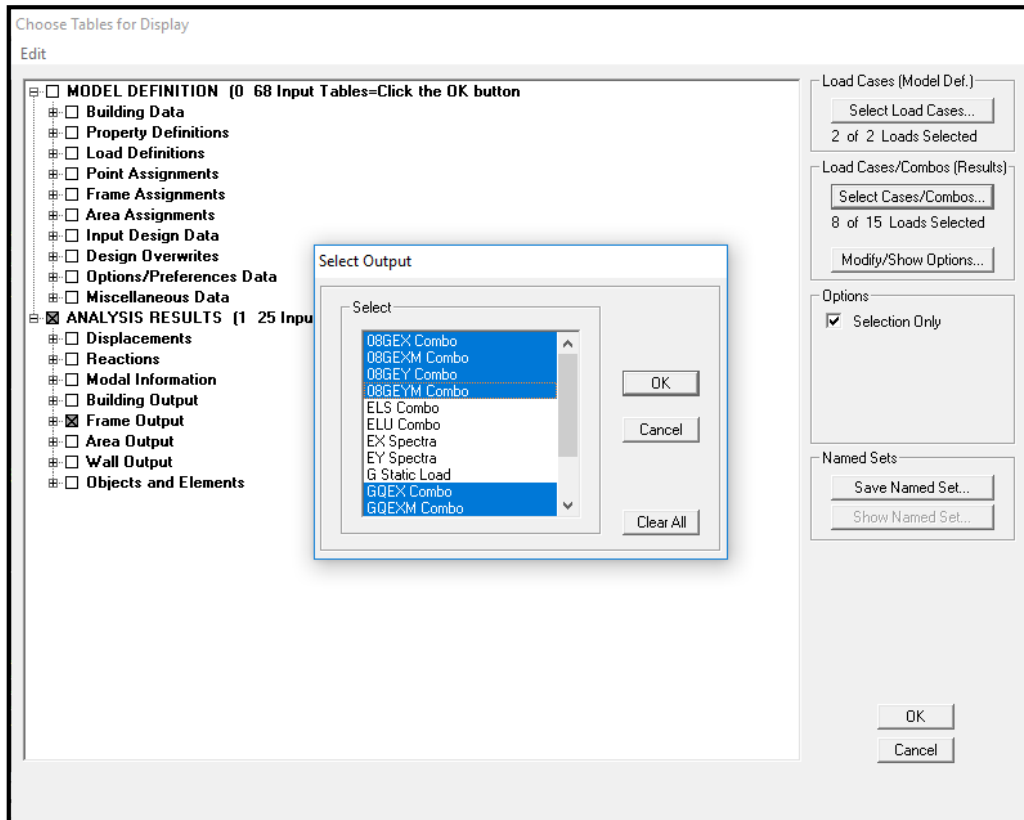
$f_{cj}$  : résistance caractéristique du béton,

$B_c$  : section du poteau.

$N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons  $:(0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E)$  tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show Tables**  $\Rightarrow$  **ANALYSIS RESULTS**  $\Rightarrow$  **Frame Output**  $\Rightarrow$  **frame forces**  
 $\Rightarrow$  **Column force**

Les résultats obtenus sont traités sur Excel, comme le montrent les figures qui suivent :



Story	Column	Load	P
RDC	C16	GQEX MIN	-1239.66
RDC	C16	GQEXM MIN	-1239.66
RDC	C16	GQEY MIN	-1235.56
RDC	C16	GQEYM MIN	-1235.56
RDC	C16	GQEX MIN	-1233.67
RDC	C16	GQEXM MIN	-1233.67
RDC	C16	GQEY MIN	-1229.57
RDC	C16	GQEYM MIN	-1229.57
RDC	C16	GQEX MIN	-1227.69
RDC	C16	GQEXM MIN	-1227.69
RDC	C16	GQEY MIN	-1223.59
RDC	C16	GQEYM MIN	-1223.59
RDC	C11	GQEX MIN	-1218.81
RDC	C11	GQEXM MIN	-1218.81
RDC	C32	GQEX MIN	-1214.04
RDC	C32	GQEXM MIN	-1214.04
RDC	C11	GQEX MIN	-1212.83
RDC	C11	GQEXM MIN	-1212.83
RDC	C16	GQEY MAX	-1210.12

Figure 5.35 : Résultats de l'effort normal réduit.

**Tableau 5.5** : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	N <sub>d</sub> (N)	B <sub>c</sub> x f <sub>c28</sub> (N)	V	observation
(40x45)	1239660	4500000	0.27548	CV
(35x40)	811520	3500000	0.231862857	CV
(30x35)	402290	2625000	0.153253333	CV

**b. Période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique (5.19)

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots (5.9)$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

$C_T$  : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour :  $h_N = 27.54$  m et  $C_T = 0.05$ , nous obtenons :  $T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.6011$  s

- Valeur de T trouvé par ETABS

**Tableau 5.6** : Résultats de la période donnée par ETABS

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.693616	67.0035	0.0032	67.0035	0.0032	0.0439
2	0.570495	0.005	66.8718	67.0086	66.875	0.064
3	0.531765	0.0427	0.064	67.0513	66.939	66.5734
4	0.155679	19.9228	0.0016	86.9741	66.9406	0.0129
5	0.128314	0.0023	20.4309	86.9764	87.3715	0.0291
6	0.118752	0.0108	0.0287	86.9872	87.4002	20.2183
7	0.082136	0.6227	0	87.6099	87.4002	0.0249
8	0.072131	0.0037	0.2824	87.6136	87.6826	0.0094
9	0.070182	0	0.2043	87.6136	87.8869	0.0187
10	0.067245	6.3352	0.0021	93.9489	87.889	0.0141
11	0.05621	0.0014	6.4181	93.9503	94.3071	0.0152
12	0.051851	0.0098	0.0132	93.9601	94.3203	6.9064
13	0.041514	3.0939	0.0006	97.054	94.3209	0.0043
14	0.03509	0.0005	2.9559	97.0545	97.2768	0.0045
15	0.031701	0.0041	0.0043	97.0585	97.2811	3.1745
16	0.029963	1.4854	0.0003	98.5439	97.2814	0.0023
17	0.026833	0.0118	0	98.5557	97.2814	0.0012
18	0.025861	0.0833	0	98.6389	97.2814	0.0006
19	0.025716	0.008	0	98.647	97.2814	0
20	0.025691	0.0021	0	98.6491	97.2814	0.0001
21	0.025683	0.0007	0	98.6498	97.2814	0
22	0.0256	0.0001	0	98.6499	97.2814	0
23	0.025594	0.0006	0	98.6505	97.2814	0.0001
24	0.025572	0.0037	0	98.6542	97.2814	0.0024
25	0.025511	0	1.4389	98.6542	98.7203	0.0019
26	0.0255	0.036	0	98.6902	98.7203	0.008
27	0.023405	0.6986	0.0001	99.3889	98.7204	0.0004

$T_{etabs}=0.693616 \text{ s} < 0.6011 \times 1.3 = 0.78 \text{ s}$ .

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3<sup>ème</sup> mode.

### c. Vérifications de la somme de la masse modale

Sens X-X : 93.9503% au 11<sup>ème</sup> mode

Sens Y-Y : 94.3071 % au 11<sup>ème</sup> mode

La somme de la masse modale au 11<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

### • poids total

Display  $\Rightarrow$  show table select cases/comb  $\Rightarrow$  POIDS comb  $\Rightarrow$  building output  $\Rightarrow$  building output  $\Rightarrow$  story shear

**Tableau 5.7** : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

Story	Load	Loc	P	
TERRASSE-1	POIDS	Bottom	149.18	149.18
TERRASSE	POIDS	Bottom	4378.87	4229.69
ET7	POIDS	Bottom	8064.01	3685.14
ET6	POIDS	Bottom	11749.15	3685.14
ET5	POIDS	Bottom	15546.74	3797.59
ET4	POIDS	Bottom	19344.34	3797.6
ET3	POIDS	Bottom	23141.93	3797.59
ET2	POIDS	Bottom	27068.04	3926.11
ET1	POIDS	Bottom	30994.16	3926.12
RDC	POIDS	Bottom	34920.27	3926.11

### d. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 modifié 2003, Art 4 .3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{logiciel}$ , 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  $V_{mse}$ , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{logiciel} = mms \geq 0.8 V_{mse} \dots \dots (5.10)$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

### ❖ Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display  $\Rightarrow$  Show tables  $\Rightarrow$  building Output  $\Rightarrow$  Story Shears  $\Rightarrow$  Cases/combos  $E_x$  et  $E_y$ .

**Tableau 5.8 :** Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x.

Story	Load	Loc	VX
<b>TERRASSE-1</b>	EX	Bottom	26.69
<b>TERRASSE</b>	EX	Bottom	449.69
<b>ET7</b>	EX	Bottom	707.97
<b>ET6</b>	EX	Bottom	902.9
<b>ET5</b>	EX	Bottom	1071.19
<b>ET4</b>	EX	Bottom	1214.87
<b>ET3</b>	EX	Bottom	1333.65
<b>ET2</b>	EX	Bottom	1434.02
<b>ET1</b>	EX	Bottom	1519.97
<b>RDC</b>	EX	Bottom	1586.84

**Tableau 5.9 :** Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y.

Story	Load	Loc	VY
<b>TERRASSE-1</b>	EY	Bottom	28.21
<b>TERRASSE</b>	EY	Bottom	510.21
<b>ET7</b>	EY	Bottom	812.08
<b>ET6</b>	EY	Bottom	1035.55
<b>ET5</b>	EY	Bottom	1223.42
<b>ET4</b>	EY	Bottom	1387.46
<b>ET3</b>	EY	Bottom	1525.53
<b>ET2</b>	EY	Bottom	1644.55
<b>ET1</b>	EY	Bottom	1744.36
<b>RDC</b>	EY	Bottom	1814.47

#### ❖ Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t \dots \dots (5.11)$$

Avec : \*A= 0.15 (zone II ; groupe d'usage 2)

Groupe	I	II	III
<b>IA</b>	0,12	0,25	0,35
<b>IB</b>	0,10	0,20	0,30
<b>2</b>	0,08	0,15	0,25
<b>3</b>	0,05	0,10	0,15

\*D :Facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie du site

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s (S_2) < T = 0.6011s$$

\* $\eta$  :facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \dots\dots(5.12)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.8165$$

$$D = 2.5 \times 0.8165 \times \left(\frac{0.4}{0.601}\right)^{2/3} = 1.556$$

$$W_t = 34920.27KN$$

$$R = 5$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.556 \times 1.15}{5} (34920.27) = 1874.59 \text{ kN}$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.556 \times 1.15}{5} (34920.27) = 1874.59 \text{ KN}$$

**Tableau 5.10** : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

	<b>MMS</b>	<b>0.8MSE</b>	<b>Vérification</b>
<b>V<sub>x</sub></b>	1586.84 kN	1874.59 x 0.8 = 1499.67	Condition vérifiée
<b>V<sub>y</sub></b>	1814.47 kN	1874.59 x 0.8 = 1499.67	Condition vérifiée

#### e. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots(5.13)$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots(5.14)$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (RPA 2003/Art 5.10).

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**  $\Rightarrow$  **ANALYSIS RESULTS**  $\Rightarrow$  **Displacement Data**  $\Rightarrow$  **Diaphragm CM Displacements**.

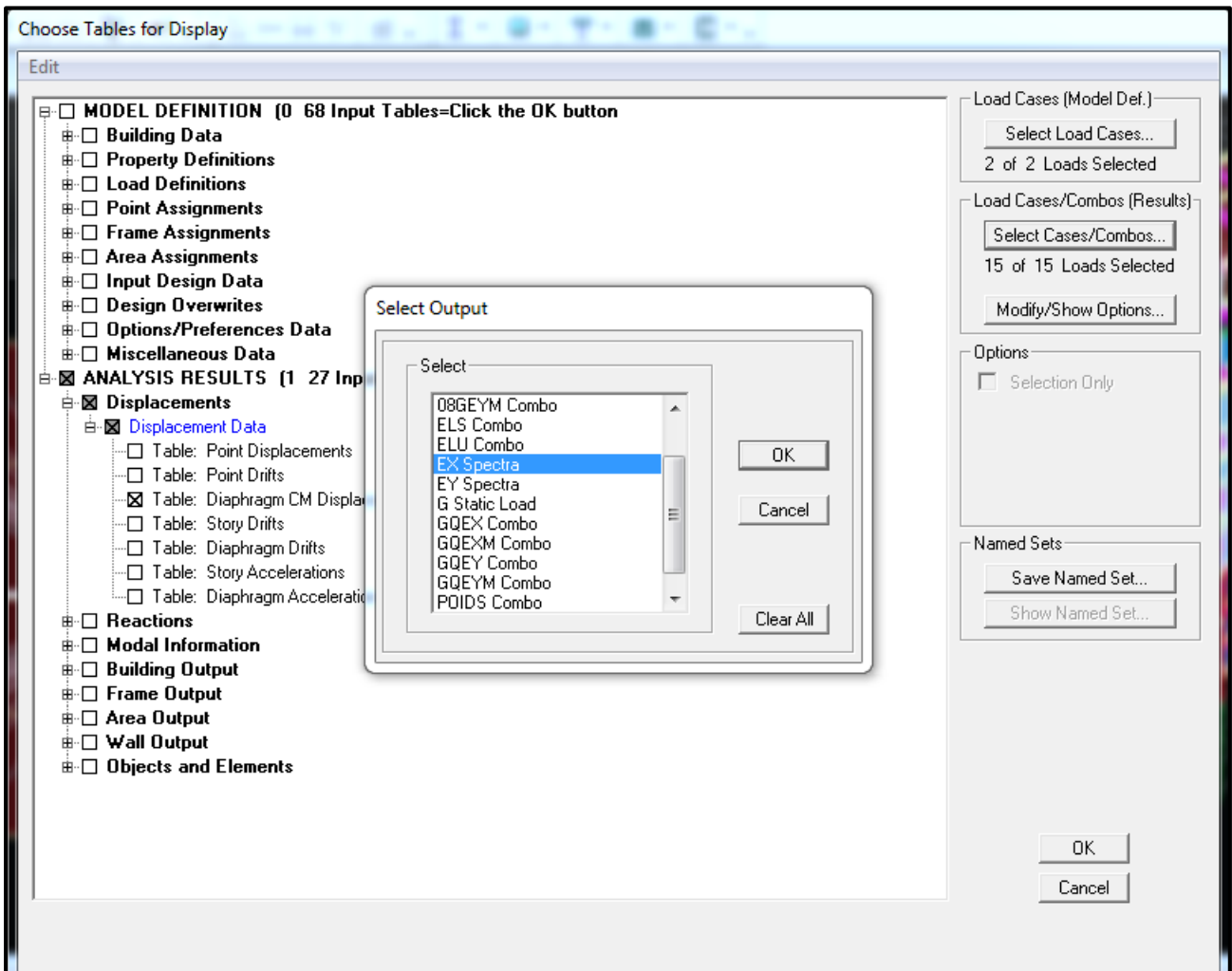


Figure 5.36 :Extraction des résultats des déplacements relatifs

Tableau 5.11 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	$\delta_x$
<b>TERRASSE-1</b>	DA10	EX	0.0112
<b>TERRASSE</b>	DA9	EX	0.0105
<b>ET7</b>	DA8	EX	0.009
<b>ET6</b>	DA7	EX	0.0076
<b>ET5</b>	DA6	EX	0.0061
<b>ET4</b>	DA5	EX	0.0046
<b>ET3</b>	DA4	EX	0.0032
<b>ET2</b>	DA3	EX	0.002
<b>ET1</b>	DA2	EX	0.001
<b>RDC</b>	DA1	EX	0.0003

**Figure 5.12** : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	$\delta_y$
<b>TERRASSE-1</b>	DA10	EY	0.0086
<b>TERRASSE</b>	DA9	EY	0.0082
<b>ET7</b>	DA8	EY	0.007
<b>ET6</b>	DA7	EY	0.0058
<b>ET5</b>	DA6	EY	0.0047
<b>ET4</b>	DA5	EY	0.0035
<b>ET3</b>	DA4	EY	0.0025
<b>ET2</b>	DA3	EY	0.0016
<b>ET1</b>	DA2	EY	0.0008
<b>RDC</b>	DA1	EY	0.0003

**Tableau 5.13**: Tableau récapitulatif des vérifications

Story	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1% he	OBS
<b>TERRASSE-1</b>	0.0007	0.0004	0	0	0.0180	<b>CV</b>
<b>TERRASSE</b>	0.0015	0.0012	0.0001	0	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 7</b>	0.0014	0.0012	0	0.0001	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 6</b>	0.0015	0.0011	0	0	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 5</b>	0.0015	0.0012	0.0001	0.0002	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 4</b>	0.0014	0.001	0.0002	0.0001	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 3</b>	0.0012	0.0009	0.0002	0.0001	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 2</b>	0.001	0.0008	0.0003	0.0003	0.0306	<b>CV</b>
<b>ET 1</b>	0.0007	0.0005	0.0004	0.0002	0.0306	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0306	<b>CV</b>

**f. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (Art 5.9/RPA99 modifié 03)**

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \dots \dots (5.15)$$

$P_k$  : 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 » par rapport au niveau « k-1 »,

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »,

Les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Voir Tableau 5.14 et Tableau 5.15)

- Sens : X-X

**Tableau 5.14** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  selon le sens X-X

Story	$\delta_x$	$\Delta_{kx}$	$P_x$	$P_x \times \Delta_x$	$V_x$	$h_e$	$V_x \times h_e$	$\Theta_x$	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
<b>Terasse1</b>	0.0007	0	149.18	0	26.69	1.80	48.042	0	<b>CV</b>
<b>Terasse</b>	0.0015	0.0001	4229.69	0.422969	449.69	3.06	1376.0514	0.00030738	<b>CV</b>
<b>ET 7</b>	0.0014	0	3685.14	0	707.97	3.06	2166.3882	0	<b>CV</b>
<b>ET 6</b>	0.0015	0	3685.14	0	902.9	3.06	2762.874	0	<b>CV</b>
<b>ET 5</b>	0.0015	0.0001	3797.59	0.379759	1071.19	3.06	3277.8414	0.00011586	<b>CV</b>
<b>ET 4</b>	0.0014	0.0002	3797.6	0.75952	1214.87	3.06	3717.5022	0.00020431	<b>CV</b>
<b>ET 3</b>	0.0012	0.0002	3797.59	0.759518	1333.65	3.06	4080.969	0.00018611	<b>CV</b>
<b>ET 2</b>	0.001	0.0003	3926.11	1.177833	1434.02	3.06	4388.1012	0.00026842	<b>CV</b>
<b>ET 1</b>	0.0007	0.0004	3926.12	1.570448	1519.97	3.06	4651.1082	0.00033765	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0.0003	0.0003	3926.11	1.177833	1586.84	3.06	4855.7304	0.00024257	<b>CV</b>

- Sens : Y-Y

**Tableau 5.15** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  selon le sens Y-Y

Story	$\delta y$	$\Delta_{ky}$	$P_y$	$P_y \times \Delta y$	$V_y$	$h_e$	$V_y \times h_e$	$\Theta_x$	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
<b>Terasse1</b>	0.0004	0	149.18	0	28.21	1.80	50.778	0	<b>CV</b>
<b>Terasse</b>	0.0012	0	4229.69	0	510.21	3.06	1561.2426	0	<b>CV</b>
<b>ET 7</b>	0.0012	0.0001	3685.14	0.368514	812.08	3.06	2484.9648	0.0001483	<b>CV</b>
<b>ET 6</b>	0.0011	0	3685.14	0	1035.55	3.06	3168.783	0	<b>CV</b>
<b>ET 5</b>	0.0012	0.0002	3797.59	0.759518	1223.42	3.06	3743.6652	0.00020288	<b>CV</b>
<b>ET 4</b>	0.001	0.0001	3797.6	0.37976	1387.46	3.06	4245.6276	0.00008944	<b>CV</b>
<b>ET 3</b>	0.0009	1E-04	3797.59	0.379759	1525.53	3.06	4668.1218	0.00008135	<b>CV</b>
<b>ET 2</b>	0.0008	0.0003	3926.11	1.177833	1644.55	3.06	5032.323	0.00023405	<b>CV</b>
<b>ET 1</b>	0.0005	0.0002	3926.12	0.785224	1744.36	3.06	5337.7416	0.00014711	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0.0003	0.0003	3926.11	1.177833	1814.47	3.06	5552.2782	0.00021214	<b>CV</b>

**g. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit :  $C_M$ : centre de masse

$C_R$ : centre de rigidité

Nous devons vérifier :

$$\text{Sens XX : } |C_M - C_R| \leq 0.05L_y \dots\dots(5.16)$$

$$\text{Sens YY : } |C_M - C_R| \leq 0.05L_x \dots\dots(5.17)$$

Les centres de masse et les centres de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table**  $\Rightarrow$  **building output**  $\Rightarrow$  **center Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.16 : Vérification de l'excentricité**

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5% Lx	5% Ly	observation
<b>RDC</b>	DA1	13.624	8.413	13.715	8.218	-0.091	0.195	1.378	0.8675	CV
<b>ET1</b>	DA2	13.624	8.413	13.695	8.205	-0.071	0.208	1.378	0.8675	CV
<b>ET2</b>	DA3	13.624	8.412	13.683	8.205	-0.059	0.207	1.378	0.8675	CV
<b>ET3</b>	DA4	13.625	8.412	13.677	8.208	-0.052	0.204	1.378	0.8675	CV
<b>ET4</b>	DA5	13.625	8.412	13.672	8.209	-0.047	0.203	1.378	0.8675	CV
<b>ET5</b>	DA6	13.625	8.412	13.669	8.21	-0.044	0.202	1.378	0.8675	CV
<b>ET6</b>	DA7	13.625	8.412	13.667	8.21	-0.042	0.202	1.378	0.8675	CV
<b>ET7</b>	DA8	13.625	8.412	13.666	8.21	-0.041	0.202	1.378	0.8675	CV
<b>TERRASSE</b>	DA9	13.626	8.459	13.665	8.209	-0.039	0.25	1.378	0.8675	CV
<b>TERRASSE-1</b>	DA10	13.605	6.2	13.666	6.344	-0.061	-0.144	1.378	0.8675	CV

**5.7/ Conclusion**

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3<sup>ème</sup> mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

# **Chapitre 6**

## **Ferraillage des éléments structuraux**

## Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### 6.1/ Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux. Ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (N, M), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être

- entièrement tendue SET.
- entièrement comprimée SEC.
- partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**Tableau 6.1:** Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

#### 6.1.1/ Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

##### a. Selon CBA 93

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

**ELS** : G+Q

##### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

#### 6.1.2/ Recommandation du (RPA, 2003)

##### • Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal des aciers est de  $\Phi 12$ .

La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 40\Phi$  (zone II<sub>a</sub>).

La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 $l = 25 \text{ cm}$  (zone II<sub>a</sub>).

Le pourcentage minimal des aciers sera de : 0,8 %  $b \times h$  de la section du béton (zone II<sub>a</sub>).

➤ **Pour les poteaux du RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages (40x45) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages (35x40) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 6<sup>eme</sup> ,7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages (30x35) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone courante sera de : 4%  $b \times h$  de la section du béton (zone II<sub>a</sub>).

➤ **Pour les poteaux du RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages (40x45) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages (35x40) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 6<sup>eme</sup> ,7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages (30x35) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone de recouvrement sera de : 6 %  $b \times h$  de la section du béton (zone II<sub>a</sub>).

➤ **Pour les poteaux du RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages (40x45) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages (35x40) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poteaux du 6<sup>eme</sup> ,7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages (30x35) cm<sup>2</sup>**

$$A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

#### • Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \dots (6.1)$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul,

$h_t$  : hauteur totale de la section brute,

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_{min}}{B} L_f \dots \dots \dots (6.2)$$

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7 \times L_f \dots \dots \dots (6.3)$$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement des poteaux,

$b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armature transversale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en (%) est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0.3\% b \cdot St. \dots \dots \dots (6.4)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0.8\% \cdot b \cdot St \dots \dots \dots (6.5)$$

$3 < \lambda_g < 5$  Avec interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi$  minimums.

### 6.1.3/ Calcul du ferrailage

#### • Les armatures longitudinales

Les étapes de calcul en flexion composée sont comme suit :

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ , alors la section est partiellement comprimée.

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ , il faut vérifier en plus l'inégalité (6.6)

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots \dots \dots (6.6)$$

avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \dots \dots \dots (6.7)$$

$M_f$  : moment fictif.

❖ Si l'inégalité (6.6) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \dots \dots \dots (6.8)$$

Si  $\mu_b < \mu_1$ , la section est simplement armée,

Si  $\mu_b > \mu_1$ , la section est doublement armée,

Avec :  $\mu_1 = 0.392$

➤ Lorsque :  $\mu_b < \mu_1$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots \dots \dots (6.9)$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.10)$$

➤ Lorsque :  $\mu_b > \mu_1$

$$A_s = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots \dots \dots (6.11)$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots \dots \dots (6.12)$$

avec

$$\Delta M = M_f - M_r \dots \dots \dots (6.13)$$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est :

$$A_s' = A_1'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.14)$$

❖ Si l'inégalité (6.8) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d-c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots \dots \dots (6.15)$$

➤ Si l'inégalité (6.15) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \dots \dots \dots (6.16)$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s' \dots \dots \dots (6.17)$$

➤ Si l'inégalité (6.15) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.18) \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots \dots \dots (6.19)$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure :

**Tableau 6.2** : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

section	b	h	N	M	Fbc	$\sigma_{st}$	e	h/2-c	Obs	$\mu$	Obs2	$\beta$	As'	As	Amin	Choix armat ures	Aadopté						
	(m)	(m)	(KN)	(KN.m)	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/cm <sup>2</sup> )	(m)	(m)					(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )						
Zone1 40*45	0.40	0.45	N <sub>max</sub> = 1682,4	M <sub>corr</sub> = 2,432	14200	34,8	0,0014	0.205	SPC	0,002	SSA	0.999	/	0,1626	14.4	8HA16	16.08						
			N <sub>min</sub> = 567,01	M <sub>corr</sub> = 7									0,0123	0.205	SPC			0,006	SSA	0.997	/	0,4691	14.4
			N <sub>corr</sub> = 792,01	M <sub>max</sub> = 26,453									0,0333	0.205	SPC			0,025	SSA	0.9875	/	1,7901	14.4
Zone2 35*40	0.35	0.40	N <sub>max</sub> = 1099,5	M <sub>corr</sub> = 6,001	14200	34,8	0,0054	0.180	SPC	0,011	SSA	0.9945	/	0,5254	11.2	8HA14	12.32						
			N <sub>min</sub> = 194,24	M <sub>corr</sub> = 3,957									0,0203	0.180	SPC			0,007	SSA	0.9965	/	0,3457	11.2
			N <sub>corr</sub> = 332,96	M <sub>max</sub> = -30,48									0,0915	0.180	SPC			0,056	SSA	0.971	/	2,7339	11.2
Zone3 30*35	0.30	0.35	N <sub>max</sub> = 545,36	M <sub>corr</sub> = - 5,422	14200	34,8	0,0099	0.155	SPC	0,016	SSA	0.992	/	0,5609	8.4	8HA12	9.04						
			N <sub>min</sub> = 42,41	M <sub>corr</sub> = 0,838									0,0197	0.155	SPC			0,002	SSA	0.999	/	0,0860	8.4
			N <sub>corr</sub> = 57,04	M <sub>max</sub> = 27,102									0,4751	0.155	SPC			0,081	SSA	0.9575	/	2,9048	8.4

Tableau 6.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

section	b	H	N	M	fbc	$\sigma_{st}$	E	h/2-c	Obs	$\mu$	Obs2	$\beta$	As'	As	A <sub>min</sub>	Choix armatures	Aadopté				
	(m)	(m)	(KN)	(KN.m)	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/c m <sup>2</sup> )	(m)	(m)					(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )				
Zone1 40*45	0.40	0.45	N <sub>max</sub> = 1682,4	M <sub>corr</sub> = 1,143	14200	34,8	0,0006	0.205	SPC	0,001	SSA	0.9995	/	0,0764	14.4	8HA16	16.08				
			N <sub>min</sub> = 567,01	M <sub>corr</sub> = 0,966			0,0017	0.205	SPC	0,001	SSA	0.9995	/	0,0645	14.4						
			N <sub>corr</sub> = 463,64	M <sub>max</sub> = 25,676			-0,055	0.205	SPC	0,024	SSA	0.988	/	1,7366	14.4						
Zone2 35*40	0.35	0.40	N <sub>max</sub> = 1099,5	M <sub>corr</sub> = 4,273			14200	34,8	-0,003	0.180	SPC	0,007	SSA	0.9965	/	0,3733	11.2	8HA14	12.32		
			N <sub>min</sub> = 194,24	M <sub>corr</sub> = 0,433					0,0022	0.180	SPC	0,001	SSA	0.995	/	0,0378	11.2				
			N <sub>corr</sub> = 274,81	M <sub>max</sub> = 35,227					-0,128	0.180	SPC	0,065	SSA	0.9665	/	3,1738	11.2				
Zone3 30*35	0.30	0.35	N <sub>max</sub> = 545.36	M <sub>corr</sub> = 4,975					14200	34,8	-0,009	0.155	SPC	0,014	SSA	0.993	/	0,5141	8.4	8HA12	9.04
			N <sub>min</sub> = 42,41	M <sub>corr</sub> = 1,058							0,0249	0.155	SPC	0,003	SSA	0.9985	/	0,1087	8.4		
			N <sub>corr</sub> = 115,14	M <sub>max</sub> = 35,76							-0,310	0.155	SPC	0,107	SSA	0.9435	/	3,8897	8.4		

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau. Leur but essentiel :

- reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- ❖ **Diamètre des armatures transversales** (BAEL91 mod 99/ Art A.8.1.3)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots \dots \dots (6.20)$$

$\phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadre HA10. Soit ( $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ ).

- ❖ **Espacement des armatures transversales** (BAEL91 mod 99/Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \dots \dots \dots (6.21)$$

Avec

a : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

**Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**6.1.5/ Vérification à l'état limite ultime**

**a. Vérification de la quantité d'armatures minimale**

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7 \times L_f \dots \dots (6.22)$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} 0.7 \times 306 = 21.20 > 5$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} 0.7 \times 306 = 24.73 > 5$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{25} 0.7 \times 306 = 29.68 > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%b \cdot S_t$$

**Zone courante ( $S_t = 15$ )**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Zone nodale ( $S_t = 10$ )**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

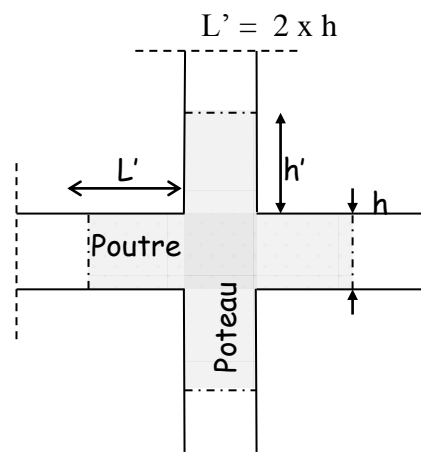
Nous avons alors :  $A_{\min} < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ , donc la condition est vérifiée.

**b. Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



**Figure 6.1** : Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{306-20}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (47.66; 40; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$\text{PP} \longrightarrow L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{PS} \longrightarrow L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

**c. Longueur de recouvrement**

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} \dots\dots (6.23)$$

avec

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \dots\dots (6.24)$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \min \left( \frac{0.2f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats de ces vérifications est résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau 6.4 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Zones	Section	V <sub>u</sub>	b	d	τ <sub>b</sub>	τ <sub>bu</sub>	Obs
Zone 1	40x45	29650	400	430	0,17238372	3.33	CV
Zone 2	35x40	24000	350	380	0,18045113	3.33	CV
Zone 3	30x35	24900	300	330	0,25151515	3.33	CV

**6.1.6/ Vérification à de l'état limite de service**

**a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 mod 99/Article A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \text{ b.d.f}_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) \dots\dots (6.25)$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans les tableaux qui suivent

- Sens longitudinal

**Tableau 6.5:** Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	e <sub>s</sub>	h/6	A <sub>min</sub> (CNF) cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup>	Obs
zone 1	N <sub>max</sub> = 1222.84	M <sub>corr</sub> = 0.83	0,00067875	0.075	5,0824072	16.08	CV
	N <sub>min</sub> = 224.92	M <sub>corr</sub> = 0.759	0,00337453	0.075	4,9847017		CV
	N <sub>corr</sub> = 559.4	M <sub>max</sub> = 9.978	0,01783697	0.075	4,5528789		CV
zone 2	N <sub>max</sub> = 799.35	M <sub>corr</sub> = 3.101	0,0038794	0.067	3,3085016	12.32	CV
	N <sub>min</sub> = 92.07	M <sub>corr</sub> = 0.337	0,00366026	0.067	3,5599350		CV
	N <sub>corr</sub> = 327.18	M <sub>max</sub> = 17.41	0,0532123	0.067	2,4821990		CV

zone 3	$N_{max} = 396.9$	$M_{corr} = 3.608$	0,00909045	0.058	2,2736285	9.04	CV
	$N_{min} = 0.4$	$M_{corr} = 1.531$	3,8275	0.058	0,9939909		CV
	$N_{corr} = 127.01$	$M_{max} = 20.517$	0,16153846	0.058	1,3737339		CV

• Sens transversal

**Tableau 6.6:** Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$e_s$	$h/6$	$A_{min}$ (CNF) $cm^2$	$A_{adopté} cm^2$ 2	Obs
zone 1	$N_{max} = 1222.84$	$M_{corr} = 1.762$	0,00144091	0.075	5,1639682 3	16.08	CV
	$N_{min} = 224.92$	$M_{corr} = 6.122$	0,02721857	0.075	4,3353182 8		CV
	$N_{corr} = 553.42$	$M_{max} = 17.397$	0,03143544	0.075	7,088441		CV
zone 2	$N_{max} = 799.35$	$M_{corr} = 4.348$	0,00543942	0.067	3,6292090 3	12.32	CV
	$N_{min} = 92.07$	$M_{corr} = 1.492$	0,01620506	0.067	3,0031581 6		CV
	$N_{corr} = 230.49$	$M_{max} = 18.732$	0,08127034	0.067	2,2677944		CV
zone 3	$N_{max} = 396.9$	$M_{corr} = 3.93$	0,00990174	0.058	2,8444733 8	9.04	CV
	$N_{min} = 0.4$	$M_{corr} = 1.113$	2,7825	0.058	0,9862188 9		CV
	$N_{corr} = 60.9$	$M_{max} = 19.543$	0,32090312	0.058	1,2200430 6		CV

**b. Vérification de l'état limite de compression du béton (BAEL 91 mod 99/Article 4.5.2)**

Nous devons déterminer les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

La contrainte admissible de l'acier  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots (6.26)$$

La contrainte admissible du béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots (6.27)$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- **Sens longitudinal**

**Tableau 6.7** : Vérification de la contrainte suivant le sens longitudinal

Zone	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	e <sub>s</sub>	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{si}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	obs
zone1	N <sub>max</sub> = 1222.84	M <sub>corr</sub> = 0.83	0,00067875	0.075	SEC	6,22	6,12	15	CV	93,3	91,9	348	CV
	N <sub>min</sub> = 224.92	M <sub>corr</sub> = 0.759	0,00337453	0.075	SEC	1,18	1,09	15	CV	17,6	16,4	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 559.4	M <sub>max</sub> = 9.978	0,01783697	0.075	SEC	3,42	2,23	15	CV	50.4	34.3	348	CV
zone 2	N <sub>max</sub> = 799.35	M <sub>corr</sub> = 3.101	0,0038794	0.067	SEC	5,33	4,8	15	CV	79,6	72,4	348	CV
	N <sub>min</sub> = 92.07	M <sub>corr</sub> = 0.337	0,00366026	0.067	SEC	0,63	0,57	15	CV	9,37	8,58	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 327.18	M <sub>max</sub> = 17.41	0,0532123	0.067	SEC	3,63	0,62	15	CV	52,2	11,6	348	CV
zone 3	N <sub>max</sub> = 396.9	M <sub>corr</sub> = 3.608	0,00909045	0.058	SEC	3,32	2,36	15	CV	49	36,2	348	CV
	N <sub>min</sub> = 0.4	M <sub>corr</sub> = 1.531	3,8275	0.058	SPC	0,32	0	15	CV	3,65	-14,3	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 127.01	M <sub>max</sub> = 20.517	0,16153846	0.058	SPC	4,6	0	15	CV	61,4	-56,3	348	CV

- Sens transversal

Tableau 6.8 : Vérification de la contrainte suivant le sens transversal

Zones	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	e <sub>s</sub>	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{si}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	obs
zone 1	N <sub>max</sub> = 1222.84	M <sub>corr</sub> = 1.762	0,00144091	0.075	SEC	6,28	6,07	15	CV	94	91,2	348	CV
	N <sub>min</sub> = 224.92	M <sub>corr</sub> = 6.122	-0,02721857	0.075	SEC	1,5	0,77	15	CV	22	12,1	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 553.42	M <sub>max</sub> = 17.397	0,03143544	0.075	SEC	3,82	1,76	15	CV	56	27,8	348	CV
zone 2	N <sub>max</sub> = 799.35	M <sub>corr</sub> = 4.348	0,00543942	0.067	SEC	5,57	4,82	15	CV	83	72,9	348	CV
	N <sub>min</sub> = 92.07	M <sub>corr</sub> = 1.492	-0,01620506	0.067	SEC	0,73	0,47	15	CV	10,7	7,24	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 230.49	M <sub>max</sub> = 18.732	-0,08127034	0.067	SEC	3,12	0	15	CV	44,4	0,51	348	CV
zone 3	N <sub>max</sub> = 396.9	M <sub>corr</sub> = 3.93	0,00990174	0.058	SEC	3,97	2,92	15	CV	58,6	44,8	348	CV
	N <sub>min</sub> = 0.4	M <sub>corr</sub> = 1.113	2,7825	0.058	SPC	0,23	0	15	CV	2,68	-10,2	348	CV
	N <sub>corr</sub> = 60.9	M <sub>max</sub> = 19.543	-0,32090312	0.058	SEC	4,38	0	15	CV	54,9	-111,9	348	CV

→ Le plan de ferrailage est en annexe.

## 6.2/ Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'ELU avec les sollicitations les plus défavorables.

Déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases} \Longrightarrow \text{RPA99 modifié 2003}$$

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases} \Longrightarrow \text{BAEL91 modifié 99}$$

### 6.2.1/ Recommandations du RPA99

#### a. Armatures longitudinales (RPA 99 art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%  $b \times h$ .

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de (4%  $b \times h$ ) en zone courante et de (6%  $b \times h$ ) en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone II.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### b. Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \dots \dots \text{ (6.28)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$- S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi \right\} \text{ en zone nodale.}$$

Avec :  $\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

$$- S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### 6.2.2/ Calcul des armatures à l'ELU

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et en appuis comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} \dots\dots (6.29)$$

Avec

$M_u$  : moment de flexion supporté par la section,

$$\left. \begin{aligned} f_{bu} &= \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14.2 \text{ MPa.} \\ \theta &= 1, \\ \gamma_b &= 1.5 \text{ (Situation courante)} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{bu} &= \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 18.48 \text{ MPa.} \\ \theta &= 1, \\ \gamma_b &= 1.15 \text{ (Situation accidentelle)} \end{aligned} \right\}$$

Pour les feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

- **1<sup>er</sup> cas**

$\mu \leq \mu_1$ , alors la section est simplement armée (SSA) (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

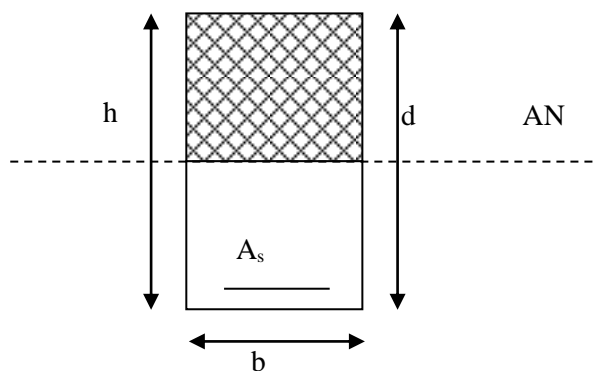
$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \dots\dots (6.30)$$

$A_{st}$  : Section d'acier tendue,

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa, } \gamma_b = 1.15 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa, } \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$



**Figure 6.2** : Section rectangulaire simplement armée

- **2<sup>eme</sup> cas**

$\mu > \mu_1$ , la section est doublement armée (SDA), la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

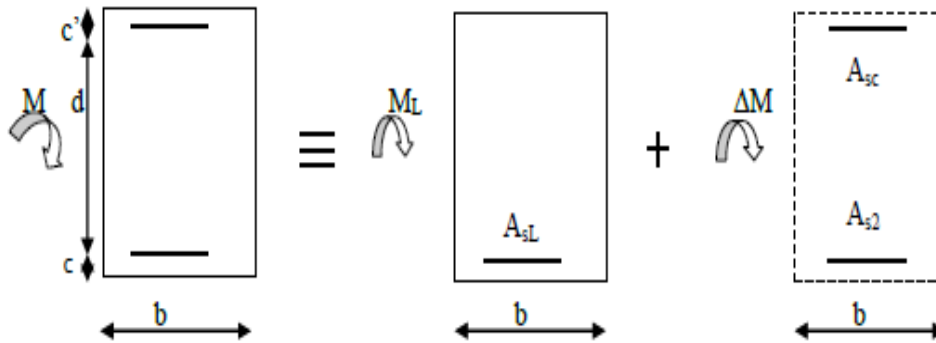


Figure 6.3: Section rectangulaire doublement armée

On calcul :

$$M_L = \mu_1 b d^2 f_{bc} \dots \dots (6.31)$$

$$\Delta M = M_u - M_L \dots \dots (6.32)$$

avec

$M_L$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots \dots (6.33)$

- Armatures comprimées :  $A_{s'} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots \dots (6.34)$

- $A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \dots \dots (6.35)$

**1) Ferrailage des poutres principales**

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

**a. Armatures en travées**

Tableau 6.9 : Section des armatures des poutres principales en travée

Niveaux	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ calculée	$A_{min}$ CNF	$A_{min}$ RPA	Ferrailage	A adoptée
									(cm <sup>2</sup> )
1	33.421	0,042	SSA	0.979	2.24	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	34.099	0,04	SSA	0.979	2.29	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	35.108	0,044	SSA	0.978	2.36	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	36.349	0,045	SSA	0.977	2.44	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	37.001	0,046	SSA	0.976	2.49	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
6	38.008	0,047	SSA	0.975	2.56	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	39.749	0,050	SSA	0.974	2.68	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
8	40.549	0,051	SSA	0.973	2.74	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
9	42.93	0,054	SSA	0.972	2.90	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88

**b. Armatures aux appuis****Tableau 6.10** : Section des armatures des poutres principales aux appuis

Niveaux	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$ CNF	$A_{min}$ RPA	Ferrailage	A adoptée
									( $cm^2$ )
1	55.781	0,070	SSA	0.964	3.80	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	61.679	0,077	SSA	0.959	4.23	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	66.872	0,083	SSA	0.956	4.60	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	74.918	0,093	SSA	0.951	5.18	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	79.805	0,100	SSA	0.947	5.54	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
6	83.479	0,104	SSA	0.945	5.81	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	89.629	0,112	SSA	0.940	6.27	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
8	92.385	0,115	SSA	0.938	6.47	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
9	92.53	0,115	SSA	0.938	6.48	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88

**2) Ferrailage des poutres secondaires**

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**a. Armatures en travées****Tableau 6.11**: Section des armatures des poutres secondaires en travée

Niveaux	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$ CNF	$A_{min}$ RPA	Ferrailage	A adoptée
									( $cm^2$ )
1	10.159	0,035	SSA	0.982	0.92	0.68	3.00	3HA12	3.39
2	17.949	0,062	SSA	0.968	1.65	0.68	3.00	3HA12	3.39
3	22.848	0,079	SSA	0.958	2.12	0.68	3.00	3HA12	3.39
4	27.959	0,096	SSA	0.949	2.63	0.68	3.00	3HA12	3.39
5	32.501	0,112	SSA	0.940	3.08	0.68	3.00	3HA12	3.39
6	33.20	0,114	SSA	0.939	3.15	0.68	3.00	3HA12	3.39
7	34.147	0,118	SSA	0.937	3.25	0.68	3.00	3HA12	3.39
8	36.904	0,127	SSA	0.931	3.53	0.68	3.00	3HA12	3.39
9	33.611	0,116	SSA	0.938	3.19	0.68	3.00	3HA12	3.39

## b. Armatures aux appuis

Tableau 6.12: Section des armatures des poutres secondaires aux appuis

Niveaux	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	Obs	B	A <sub>s</sub> calculé	A <sub>min</sub> CNF	A <sub>min</sub> RPA	Ferrailage	A adoptée
									(cm <sup>2</sup> )
1	11.507	0,040	SSA	0.980	1.04	0.68	3.00	3HA14	4.62
2	19.816	0,068	SSA	0.965	1.83	0.68	3.00	3HA14	4.62
3	25.778	0,089	SSA	0.953	2.41	0.68	3.00	3HA14	4.62
4	31.21	0,108	SSA	0.943	2.95	0.68	3.00	3HA14	4.62
5	35.717	0,123	SSA	0.934	3.41	0.68	3.00	3HA14	4.62
6	37.979	0,131	SSA	0.929	3.65	0.68	3.00	3HA14	4.62
7	39.821	0,137	SSA	0.926	3.83	0.68	3.00	3HA14	4.62
8	41.861	0,144	SSA	0.922	4.05	0.68	3.00	3HA14	4.62
9	45.229	0,156	SSA	0.915	4.41	0.68	3.00	3HA14	4.62

**Arrêt des barres :** D'après le BAEL91, les barres de renforcements placées en travée sont arrêtées à  $\frac{L}{10}$  de la portée libre de la poutre :

$$\text{PP : } L_{\max} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{4.60}{10} = 0.46$$

$$\text{PS : } L_{\max} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.85}{10} = 0.385$$

$$\text{On opte pour : } \begin{cases} \text{PP : 50 cm.} \\ \text{PS : 40 cm} \end{cases}$$

Les barres de renforcements placées en appuis sont arrêtées à  $\frac{L}{4}$  de la portée libre de la poutre

$$\text{PP1: } L_{\max} = 4.6 \text{ m} \Rightarrow \frac{4.60}{4} = 1.15$$

$$\text{PS: } L_{\max} = 3.85 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.85}{4} = 0.9625$$

$$\text{On opte pour : } \begin{cases} \text{PP : 1.2 cm.} \\ \text{PS : 1.0 cm} \end{cases}$$

## 6.2.3/ Vérification à l'ELU

## a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91, mod 99/Art A.4.2.1)

$$A_{\min, \text{calculés}} < A_s.$$

## • Poutres principales (30\*40)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 30 \times 38$$

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$A_{\min, \text{calculés}} < A_s$ , donc la condition est vérifiée

- **Poutre secondaires (20\*30)**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 20 \times 28$$

$$A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$A_{\min, \text{calculés}} < A_s$ , donc la condition est vérifiée

**b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91, mod 99/Art A.5.1.21)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \dots \dots \dots (6.36)$$

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

– **Pour les poutres transversales**

$$T_u^{\max} = 100.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{100.73 \times 1000}{300 \times 380} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

– **Pour les poutres longitudinales**

$$T_u^{\max} = 64.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{64.15 \times 1000}{200 \times 280} = 1.145 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91, mod 99/Art A.5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots (6.37)$$

– **Pour les poutres transversales**

$$T_u = 100.73 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.38 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 100.73 \text{ KN} < \bar{T}_u = 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Pour les poutres longitudinales**

$$T_u = 64.15 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.20 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 64.15 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**d. Influence de l'effort  $T_u$  sur les armatures**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \dots \dots (6.38)$$

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$  la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales :  $V_u + \frac{M_u}{0,9d} = 100.73 - \frac{92.53}{0,9 \times 0,38} = -169.825 < 0$

Pour les poutres secondaires :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} = 64.15 - \frac{45.229}{0,9 \times 0,28} = -115.330 < 0$

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e. Vérification de l'adhérence aux appuis** (Article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots (6.39)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \dots \dots \dots (6.40)$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi.$$

n : Nombre e barres.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} \dots \dots \dots (6.41)$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement égale à 1.5

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

– **Pour les poutres transversales**

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 100.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{100.73 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 226.08} = 1.303 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

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

– **Pour les poutres longitudinales**

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 10 = 118.40 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 64.15 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{64.15 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 118.40} = 2.150 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

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

**f. Calcul de la longueur de scellement des barres** (BAEL91, mod 99/Art A.6.1. 23)

$$L_s = \frac{f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} \phi \dots \dots \dots (6.42)$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{cm, } L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm, } L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les barres à haute adhérence (Art A6.1.21, BAEL91)

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{cm, } L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm}$$

Pour  $\emptyset = 1.0\text{cm}$ ,  $L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$

### 6.3.4/ Calcul des armatures transversales

#### a. Poutres principales

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12), le diamètre des armatures transversales est:

$$\Phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}, \Phi 1, \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left( \frac{400}{35}, \Phi 1, \frac{300}{10} \right) = \text{min} ( 11.4, 14, 30)$$

$\Phi$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier,  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}$

#### Calcul des espacements

##### ➤ Zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}} \right) = \left( \frac{40}{4}, 12 \times 1.4 \right) \leq \min(10; 16.8) = 10 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 10\text{cm}$

##### ➤ Zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

#### b. Poutres secondaires

$$\Phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}, \Phi 1, \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left( \frac{300}{35}, \Phi 1, \frac{200}{10} \right) = \text{min} ( 8.57, 12, 20)$$

$\Phi$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier,  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}$

#### Calcul des espacements

##### ➤ Zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}} \right) = \left( \frac{30}{4}, 12 \times 1.2 \right) \leq \min(7.5; 14.4) = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 8\text{cm}$

##### ➤ Zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- La quantité d'armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

#### Poutres principales

- En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$
- En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

#### Poutres secondaires

- En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 8 \times 20 = 0.48 \text{ cm}^2$
- En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$

### 6.2.4/ Vérification à l'ELS

#### a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (6.43)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (6.44)$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots \dots \dots (6.45)$$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \dots \dots \dots (6.46)$$

$A_s$  : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

#### 1) Vérification du ferrailage des poutres secondaires

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.13, 6.14 qui suivent :

**Tableau 6.13:** Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis

Niveaux	$M_{smax}$	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
1	6.519	4.62	0.825	0,870	23,566	57,9244237	2,45796587	15	vérifiée
2	8.723	4.62	0.825	0,870	23,566	77,5080147	3,28897627	15	vérifiée
3	11.517	4.62	0.825	0,870	23,566	102,334037	4,34244407	15	vérifiée
4	15.061	4.62	0.825	0,870	23,566	133,824167	5,67869673	15	vérifiée
5	18.273	4.62	0.825	0,870	23,566	162,364319	6,88976996	15	vérifiée
6	20.325	4.62	0.825	0,870	23,566	180,597317	7,66346929	15	vérifiée
7	22.721	4.62	0.825	0,870	23,566	201,88692	8,56687261	15	vérifiée
8	25.025	4.62	0.825	0,870	23,566	222,359059	9,43558765	15	vérifiée
9	29.183	4.62	0.825	0,870	23,566	259,304871	11,0033468	15	vérifiée

**Tableau 6.14:** Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travée

Niveaux	$M_{smax}$	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
1	3.676	3.39	0.606	0.885	28.48	43,7597168	1,53650691	15	vérifiée
2	7.216	3.39	0.606	0.885	28.48	85,9004669	3,01616808	15	vérifiée
3	9.663	3.39	0.606	0.885	28.48	115,029963	4,03897341	15	vérifiée
4	12.994	3.39	0.606	0.885	28.48	154,682742	5,43127606	15	vérifiée
5	16.245	3.39	0.606	0.885	28.48	193,383188	6,79014003	15	vérifiée
6	17.565	3.39	0.606	0.885	28.48	209,096688	7,34187809	15	vérifiée
7	19.456	3.39	0.606	0.885	28.48	231,607467	8,13228466	15	vérifiée
8	22.237	3.39	0.606	0.885	28.48	264,712955	9,29469645	15	vérifiée
9	21.582	3.39	0.606	0.885	28.48	256,915726	9,02091733	15	vérifiée

## 2) Vérification du ferrailage des poutres principales

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.15, 6.16 qui suivent :

**Tableau 6.15:** Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis

Niveau	$M_{smax}$	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
1	40.423	6.88	0.603	0,885	28.57	174,708179	6,11509201	15	vérifiée
2	44.701	6.88	0.603	0,885	28.57	193,197692	6,76225732	15	vérifiée
3	48.467	6.88	0.603	0,885	28.57	209,474341	7,33196854	15	vérifiée
4	54.304	6.88	0.603	0,885	28.57	234,701851	8,21497554	15	vérifiée
5	57.853	6.88	0.603	0,885	28.57	250,040627	8,75185953	15	vérifiée
6	60.520	6.88	0.603	0,885	28.57	261,567399	9,15531673	15	vérifiée
7	64.987	6.88	0.603	0,885	28.57	280,87377	9,8310735	15	vérifiée
8	66.988	6.88	0.603	0,885	28.57	289,522091	10,1337799	15	vérifiée
9	67.410	6.88	0.603	0,885	28.57	291,345974	10,197619	15	vérifiée

**Tableau 6.16:** Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travée

niveau	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
1	24.217	6.88	0.603	0,885	28.57	104,665858	3,66348819	15	vérifiée
2	24.709	6.88	0.603	0,885	28.57	106,792281	3,73791674	15	vérifiée
3	25.441	6.88	0.603	0,885	28.57	109,955985	3,8486519	15	vérifiée
4	26.341	6.88	0.603	0,885	28.57	113,845784	3,98480169	15	vérifiée
5	26.815	6.88	0.603	0,885	28.57	115,894412	4,05650724	15	vérifiée
6	27.546	6.88	0.603	0,885	28.57	119,053793	4,16709112	15	vérifiée
7	28.819	6.88	0.603	0,885	28.57	124,555698	4,35966743	15	vérifiée
8	29.400	6.88	0.603	0,885	28.57	127,06678	4,44755968	15	vérifiée
9	31.278	6.88	0.603	0,885	28.57	135,183495	4,7316589	15	vérifiée

### c. Etat limite de déformation

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

D'après les règles du BAEL91 modifié99, nous disposons du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots (6.47)$$

L : la portée entre nus d'appuis.

- Sens transversal :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS  $\Rightarrow f = 0.0493$  cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

0.0493 cm < 0.92 cm  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- Sens longitudinal

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS  $\Rightarrow f = 0.0181$  cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

0.0181 cm < 0.77 cm  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$\Rightarrow$  Le plan de ferrailage est en annexe.

### 6.3/ Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé d'armatures verticales, horizontales et d'armatures transversales.

Pour se faire, nous allons décomposer notre structure en 3 zones :

- Zone 1 : RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.
- Zone 2 : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.
- Zone 3 : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

#### 6.3.1/ Combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

##### 1. Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

##### 2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

#### 6.3.2/ Etude des voiles

##### 1) Calcul des contraintes

Pour calculer et ferrailer les trumeaux nous allons utiliser la méthode de RDM, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul des contraintes maximum et minimum sera fait grâce aux formules (6.48) et (6.49).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \dots\dots (6.48)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \dots\dots (6.49)$$

Avec

B : section du voile,

$$B = e \times L \dots\dots\dots (6.50)$$

I : inertie du voile,

N : effort normal du voile,

V et V' : bras de levier ( $V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ ).

Les valeurs de  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  les plus défavorables seront relevées directement du fichier résultats donné par le logiciel **ETABS**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) est donné par la formule du **(RPA 99, Art 7.7.4)**:

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots\dots (6.51)$$

avec

$h_e$  : hauteur d'étage,

$L_c$  : longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \dots \dots \dots (6.52)$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue,

$$L_t = L - L_c \dots \dots \dots (6.53)$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \dots \dots \dots (6.54)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \dots \dots \dots (6.55)$$

$e$  : épaisseur du voile.

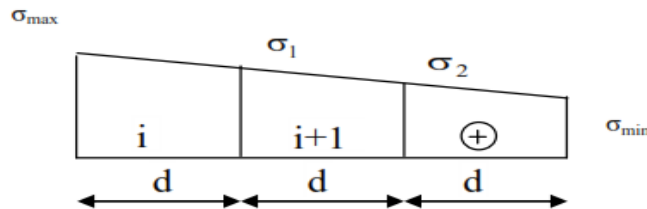


Figure 6.4 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- Section entièrement tendue (S.E.T)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times L \times e \dots \dots \dots (6.56)$$

$L$  : longueur du voile.

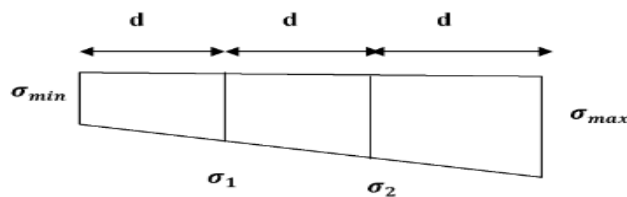
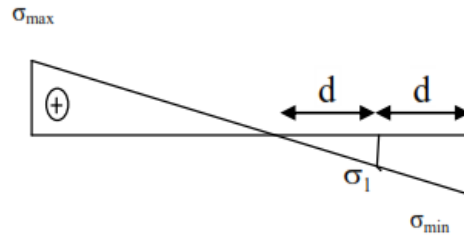


Figure 6.5 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \dots \dots \dots (6.57)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \dots \dots \dots (6.58)$$



**Figure 6.6 :** Diagramme d'une section partiellement comprimée.

## 2) Calcul des armatures

### a. Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.59)$$

B : Section du tronçon considéré,

$$B = d \times e, \dots \dots (6.60)$$

$f_{bc}$  : contrainte ultime à la compression du béton égale à 14.2 MPa,

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier :

- en situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa et  $f_{bc} = 18.48$  MPa,
- en situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa et  $f_{bc} = 14.20$  MPa.

- **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.61)$$

avec

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa,
- en situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa.

### b. Armatures horizontales

- **Exigences du RPA99, modifié 2003** (Art 7.7.4.1)

- Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \phi$ .
- $A_H \geq 0.15\% B$ .
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

- **Selon le BAEL 91 modifiée 99** (Art A.8.2.4)

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \dots \dots \dots (6.61)$$

B: section du béton,

$A_v$  : section d'armatures verticales.

N.B : Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### c. Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée**

D'après le BAEL91 (Art A.8.1, 21)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots\dots (6.62)$$

donc

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \dots\dots (6.63)$$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (6.64)$$

- **Condition de non fragilité** (BAEL91 mod 99/Art A.4.2.1)

Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendue.

- **Exigences du RPA99 modifié 2003**

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- **0.15 %** dans la section du voile,
- **0.1 %** en zone courante.

### d. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après le **RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles au mètre carré.

### e. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule (6.65) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \dots\dots (6.65)$$

avec

$$V = 1.4 \bar{V}_u \dots\dots\dots (6.66)$$

$V_u$  : effort tranchant calculé au niveau considéré.

La section d'armatures de coutures trouvées doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer l'effort de traction dus au moment du renversement.

### f. Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à **4HA10 (selon le RPA 99/version 2003)**.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### g. Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- $40 \phi$  : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- $20 \phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées.

### h. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les voiles de la structure ont une épaisseur de **20 cm**

$$\Phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

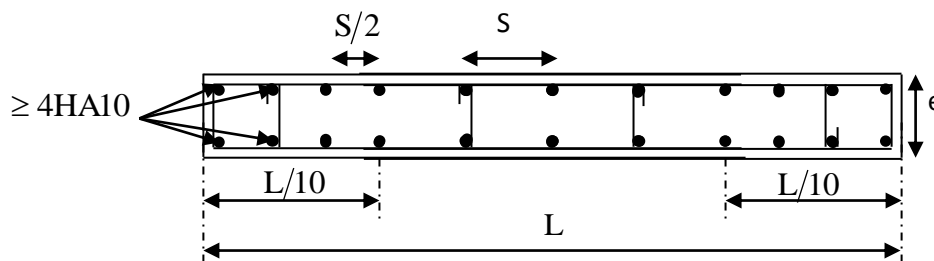


Figure 6.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### i. Espacement

Selon le **RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**, l'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{ 1.5 e; 30 \text{ cm} \}$$

Dans notre cas  $S_t \leq \min (1.5 * 20 = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$

## 3) Vérifications

### a. Vérification de la contrainte au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le **RPA 99/ version 2003**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b \dots \dots (6.67)$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u \dots \dots (6.68)$$

Avec :

e : épaisseur du voile,

d : hauteur utile ( $d=0.9h$ ),

h : hauteur total de la section brute (longueur du voile).

➤ Selon le BAEL 91/modifiée99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

avec

e : épaisseur du voile.

**b. Vérifications à L'ELS**

Pour cette étape nous vérifions que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots (6.69)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

avec :

N<sub>s</sub> : donné par l'ETABS,

B : section du béton,

A = A<sub>v</sub> : section d'armatures adoptées.

**6.3.3/ Exemple de calcul**

**1) Calcul des sollicitations**

Nous prenons en considération le Voile VL1 de la zone I (représenté dans le plan).

La combinaison G+Q+E et l'ELU nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{\max} = 2696,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6437,43 \text{ kN/m}^2.$$

avec:

$$L = 3.30 \text{ m, } e = 0.2 \text{ m, } h_e = 3.06 \text{ m, } B = 0.66 \text{ m}^2, I = 0.599 \text{ m}^4, V = V' = 1.65 \text{ m.}$$

Le voile est partiellement comprimé.

➤ Calcul de L<sub>c</sub> et L<sub>t</sub>

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{2696.57}{2696.57 + 6437.43} \times 3.30 = 0.97 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.30 - 0.97 = 2.33 \text{ m}$$

**Calcul de d :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{3.06}{2}; \frac{2 \times 0.97}{3} \right\} = \min (1.53; 0.646)$$

$$d = 0.646 \text{ m}$$

➤ Calcul de N<sub>1</sub> et de N<sub>2</sub>

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \times (L_t - d) = \frac{-6437.57 \times 1.684}{2.33} = -4652.733 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6437.57 + 4652.733}{2} \times 0.646 \times 0.2 = 716.433 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4652.733}{2} \times 1.68 \times 0.2 = 781.659 \text{ kN}$$

**2) Calcul des armatures****a. Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{716.433}{400} \times 10 = 17.910 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{781.659}{400} \times 10 = 19.541 \text{ cm}^2$$

**b. Armatures de coutures**

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} A_{vec} : \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{Vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 646,06 \times 10}{400} = 24.873 \text{ cm}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 17.910 + \frac{24.873}{4} = 24.128 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 19.541 + \frac{24.873}{4} = 25.759 \text{ cm}^2$$

**c. Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max \left\{ 0.2\% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$B = d \times e = 0.646 \times 0.2 = 0.1292 \text{ m}^2 = 1292 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max (2.584 ; 6.783 ; 1.560) = \text{cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

On adopte un ferrailage comme suit :

**➤ Bande 1**

$$2 \times 7 \text{HA}16 = 28.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 12 \text{ cm}$$

**➤ Bande 2**

$$2 \times 7 \text{HA}16 = 28.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 12 \text{ cm}$$

**d. Armatures horizontales**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = + \frac{28.14 + 28.14}{4} = \frac{65.28}{4} = 14.07 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.15\% B \right\} = \max \{14.07, 3.9.90\} = 14.073 \text{ cm}^2$$

soit :

$$8 \text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**e. Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Soit : 4 épingles de HA8 par m<sup>2</sup>.

### 3) Vérifications

#### a. Vérification des contraintes de cisaillement

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.2.2)

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{de} = \frac{1.4 \times 646060}{0.9 \times 3300 \times 200} = 1.523 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.523 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Selon le BAEL modifié 99 (Art 5.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{646060}{0.9 \times 3300 \times 200} = 1.088 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{1910.22 \times 10^3}{0.66 \times 10^6 + 15 \times 28,14 \times 10^2} = 2.720 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 2.720 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Le résultat des ferrailages des voiles est donné dans les tableaux qui suivent :

**Tableau 6.17 : Ferrailage du voile longitudinal VL<sub>1</sub>**

	Zone	I	II	III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	hpoutre(m)	0.30	0.30	0.30
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.30	3.30	3.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.66	0.66	0.66
	He	3.06	3.06	3.06
	H	2.76	2.76	2.76
<b>Sollicitation de calcul</b>	T(kN)	646.060	514.560	320.060
	Nser (kN)	-1910.22	-1127.18	-219.18
	Vu (kN)	904.484	720.384	448.084
	σmax (kN/m <sup>2</sup> )	2696.570	1534.970	2574.930
	σmin (kN/m <sup>2</sup> )	6437.430	4008.370	3819.350
	σs (kN/m <sup>2</sup> )	400	400	400
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	0.97	0.91	1.33
	Lt	2.33	2.39	1.97
	d	0.65	0.61	0.89

	<b>d adopté</b>		0.65	0.61	0.89
	<b>d2 = Lt -d adopté</b>		1.68	1.78	1.09
	<b><math>\sigma_1</math></b>		4639.717	2985.057	2102.730
	<b>N1</b>		719.45	426.03	524.65
	<b>N2</b>		777.74	530.45	228.19
<b>armatures verticales</b>	<b>Av1/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		17.99	10.65	13.12
	<b>Av2/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		19.44	13.26	5.70
	<b>Avj (cm<sup>2</sup>)</b>		24.87	19.81	12.32
	<b>A'v1/bande</b>		24.20	15.60	16.20
	<b>A'v2/bande</b>		25.66	18.21	8.79
<b>armatures minimales</b>	<b>Amin/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		6.82	6.40	9.30
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	<b>A'v1 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		28.14	18.48	18.08
	<b>A'v2 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		28.14	18.48	11.33
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>	2x7HA16	2x6HA14	2x8HA12
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 2</b>	2x7HA16	2x6HA14	2x5HA12
	<b>ST</b>		30	30	30
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>Bande 1</b>	9	10	11
<b>Bande 2</b>		24	29	22	
<b>Armatures horizontales</b>	<b>AH /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		9.90	9.90	9.90
	<b>AH adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		10.78	10.78	10.78
	<b>choix de la section</b>		7HA14	7HA14	7HA14
<b>Armatures transversales</b>	<b>Espacement St(cm)</b>		14	14	14
	<b>At adoptées</b>	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
<b>Vésications des constructions</b>	<b><math>\bar{\tau}_b = 5</math> MPa</b>	<b><math>\tau_b</math></b>	1.523	1.213	0.754
	<b>2,26 Mpa</b>	<b><math>\tau_u</math></b>	1.088	0.866	0.539
	<b><math>\bar{\sigma}_{bc} = 15</math> MPa</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	-2.720	-1.633	-0.316

Tableau 6.18 : Ferrailage du voile longitudinal VL<sub>2</sub>

Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.30	0.30	0.30	
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	
	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.40	0.40	0.40	
	He	3.06	3.06	3.06	
	h	2.76	2.76	2.76	
Solicitation de calcul	T(kN)	146.270	98.00	62.50	
	Nser (kN)	-599.20	-378.40	-89.54	
	Vu (kN)	204.778	137.20	87.50	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1023.950	852.150	2671.860	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4372.350	3231.810	3172110	
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400	400	400	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc	0.38	0.42	0.91	
	Lt	1.62	1.58	1.09	
	d	0.25	0.28	0.61	
	d adopté	0.25	0.28	0.54	
	d2 = Lt -d adopté	1.37	1.30	0.54	
	$\sigma_1$	3689.717	2663.710	1586.055	
	N1	203.97	164.02	258.27	
N2	504.57	347.47	86.09		
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	5.10	4.10	6.46	
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	12.61	8.69	2.15	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	5.63	3.77	2.41	
	A'v1/bande	6.51	5.04	7.06	
	A'v2/bande	14.02	9.63	2.75	
armatures minimales	Amin/bande (cm <sup>2</sup> )	2.66	2.92	6.40	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	9.24	9.24	9.24	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	15.40	15.40	15.40	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	ST		30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	8	9	18	
		Bande 2	27	26	10	
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00	
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78	
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement	St(cm)	16	16	16	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$	MPa	$\tau_b$	0.569	0.381	0.243
	2,26	Mpa	$\tau_u$	0.406	0.272	0.174
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	MPa	$\sigma_{bc}$	-1.413	-0.904	-0.216

Tableau 6.19 : Ferrailage du voile longitudinal VT<sub>1</sub>

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	4.20	4.20	4.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.84	0.84	0.84
	He	3.06	3.06	3.06
	h	2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	799.430	720.780	534.610
	Nser (kN)	-2315.93	-1337.08	-156.84
	Vu (kN)	1119.202	1009.092	748.454
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3347.730	1704.390	1151.460
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-6472.840	3983.800	1767.060
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400	400	400
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	1.43	1.26	1.66
	Lt	2.77	2.94	2.54
	d	0.95	0.84	1.10
	d adopté	0.95	0.84	1.10
	d2 = Lt -d adopté	1.81	2.10	1.44
	$\sigma_l$	4241.020	2847.540	999.420
N1	1022.63	573.71	305.61	

	N2		769.22	598.71	143.74
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		25.57	14.33	7.64
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		19.23	14.97	3.59
	Avj (cm <sup>2</sup> )		30.78	27.75	20.58
	A'v1/bande		33.26	21.27	12.79
	A'v2/bande		26.93	21.91	8.74
armatures minimales	Amin/bande (cm <sup>2</sup> )		10.02	8.81	11.60
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		36.18	21.56	13.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	24.64	13.56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x9HA16	2x7HA14	2x6HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x7HA16	2x8HA14	2x6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	12	18
		Bande 2	25	26	24
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		12.60	12.60	12.60
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.86	13.86	13.86
	choix de la section		9HA14	9HA14	9HA14
Armatures transversales	Espacement St(cm)		11	11	11
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	1.480	1.335	0.990
	2,26 Mpa	$\tau_u$	1.057	0.953	0.707
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-2.590	-1.526	-0.182

Tableau 6.20 : Ferrailage du voile longitudinal VT<sub>2</sub>

Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	
	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.40	0.40	0.40	
	He	3.06	3.06	3.06	
	h	2.66	2.66	2.66	
Solicitation de calcul	T(kN)	183.350	72.720	51.550	
	Nser (kN)	-1183.65	-737.08	-197.58	
	Vu (kN)	256.690	101.808	72.170	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4010.190	6843.380	5230.020	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6010.740	8715.010	9280.320	
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400	400	400	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc	0.80	0.88	0.72	
	Lt	1.20	1.12	1.28	
	d	0.53	0.59	0.48	
	d adopté	0.53	0.56	0.48	
	d2 = Lt -d adopté	0.67	0.56	0.48	
	$\sigma_1$	3337.280	4357.505	5793.640	
	N1	498.79	732.26	724.42	
N2	222.28	244.09	462.65		
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )	12.47	18.31	18.11	
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )	5.56	6.10	11.57	
	Avj (cm <sup>2</sup> )	7.06	2.80	1.98	
	A'v1/bande	14.23	19.01	18.61	
	A'v2/bande	7.32	6.80	12.06	
armatures minimales	Amin/bande (cm <sup>2</sup> )	5.60	6.16	5.05	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	20.10	20.10	20.10	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	12.32	12.32	12.32	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x5HA16	2x5HA16	2x5HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
	ST		30	30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	10	11	9
		Bande 2	16	14	12
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement	St(cm)	16	16	16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	0.713	0.283	0.200
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0.509	0.202	0.143
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-2.791	-1.714	-0.459

→ Le plan de ferrailage est en annexe

# **Chapitre 7**

## **Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- a. Fondations superficielles :** utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- b. Fondations profondes :** utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol assez profond (pieux, puits).

### 7.1/ Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné une contrainte admissible du sol égale à  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à  $150 \text{ Kg/m}^3$  de ciment.

### 7.2/ Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

### 7.3/ Dimensionnement

#### 7.3.1/Semelles isolés sous poteaux

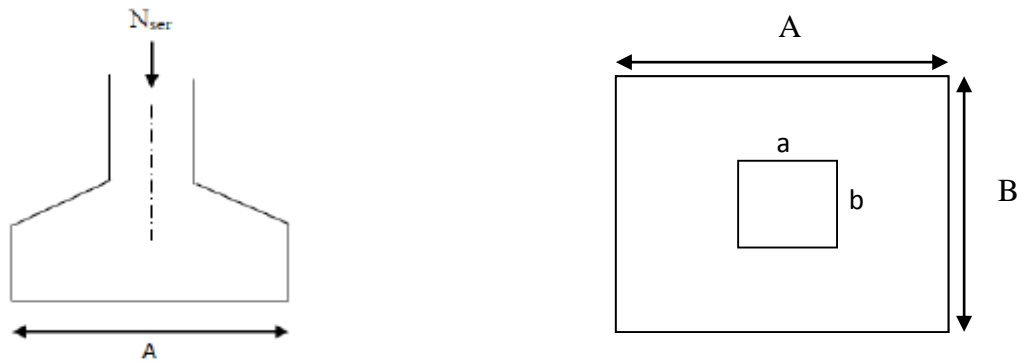
Pour le predimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$ )

A, B : dimensions de la semelle.



**Figure 7.1 :** Schéma de la semelle isolée.

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \dots\dots\dots(7.1)$$

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité  $N_{ser} = 1222.84\text{kN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$

$$B \geq \sqrt{\frac{1222.84}{250}} = 2.21 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vue que les dimensions des semelles sont importantes, il ya lieu de passer aux semelles filantes pour éviter le risque de chevauchement.

**7.3.2/ Semelles filantes**

**a. Semelles filantes sous voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \dots\dots\dots(7.2)$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L} \dots\dots\dots(7.3)$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 250\text{KN/m}^2 = 0.25\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau 7.1 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=LxB (m)
VT1	3067.42	4.2	2.92135238	12.26968
VT2	3188.11	4.2	3.03629524	12.75244
VT3	1526.75	2	3.0535	6.107
				25.02212

**Tableau 7.2** : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=LxB (m)
VL1	2611.53	3.3	3.16549091	10.44612
VL2	2646.85	3.3	3.20830303	10.5874
VL3	754.37	2	1.50874	3.01748
				24.051

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 25.02212 + 24.051 = 49.07312 \text{ m}^2$$

### b. Semelles filantes sous poteaux

#### • Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

#### • Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\checkmark \quad e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\checkmark \quad e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Tableau 7.3** : Résultats des charges sous poteaux :

Poteaux	N [KN]	M [KN.m]	e <sub>i</sub> [m]	Nxe <sub>i</sub>
C3	503.13	-4.435	-8.5	-4276.605
C10	1010.56	-1.4	-4.3	-4345.408
C20	1222.84	-1.762	0	0
C30	1141.95	2.436	4.3	4910.385
C39	518.4	4.82	8.5	4406.4
<b>Somme</b>	4396.88	-0.341		694.772

La charge totale transmise par les poteaux est :  $N_t = 4396.88 \text{ KN}$

• **Détermination de coordonnées de la résultante R**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \dots\dots\dots(7.4)$$

avec :

$$\sum N_i \cdot e_i = 694.772 \text{KN.m}$$

$$\sum M_i = -0.341 \text{KN.m}$$

$$R = \sum N_i = 4396.88 \text{KN}$$

$$e = \frac{994.772 - 0.341}{4396.88} = 0.157 \longrightarrow e = 0.16 \text{ m}$$

• **Détermination de la distribution par ml de la semelle**

$$e = 0.16 \leq \frac{L}{6} = \frac{17}{6} = 2.83 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.5)$$

$$q_{\min} = \frac{4396.88}{17} \left( 1 - \frac{6 \times (0.16)}{17} \right) = 244.034 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.6)$$

$$q_{\max} = \frac{4396.88}{17} \left( 1 + \frac{6 \times (0.16)}{17} \right) = 273.24 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.7)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{4396.88}{17} \left( 1 + \frac{3 \times (0.16)}{17} \right) = 265.94 \text{ kN/ml}$$

• **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(7.8)$$

$$B = \frac{265.94}{250} = 1.06 \text{m} ; \text{ On prend } B = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc ; } S = 1.3 \times 18.51 = 24.06 \text{m}^2$$

$$S = 1.3 \times 10.11 = 13.14 \text{m}^2$$

la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p = 24.06 \times 6 + 13.14 \times 4 = 196.92 \text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S_p + S_v = 196.92 + 49.07 = 245.99 \text{m}^2$$

- La surface totale du bâtiment est  $S_{\text{Bat}} = 27.66 \times 17.45 = 482.66 \text{ m}^2$

- La surface totale de la semelle filante :  $S_t = 245.99 \text{m}^2$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} \dots\dots\dots(7.9)$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{245.99}{482.66} = 0.51 \quad S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$$

**La surface totale des semelles représente 51% de la surface de bâtiment. A cet effet nous optons pour un radier général nervuré comme fondation de notre bâtiment.**

### 7.4/ Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### 7.4.1/ Pré-dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

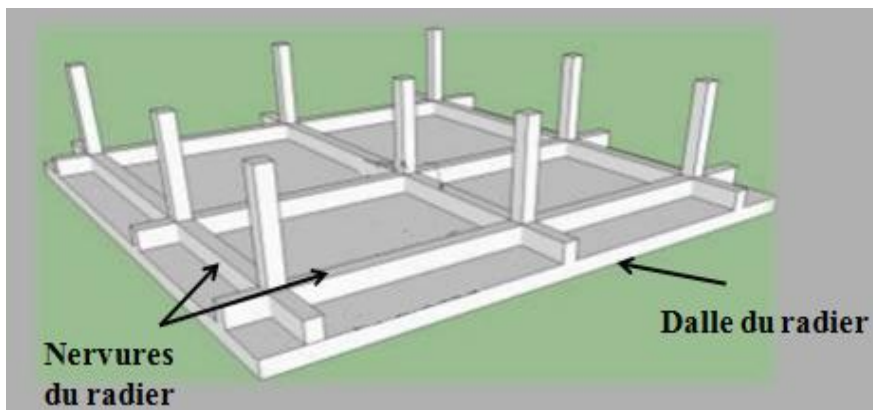


Figure 7.2 : Schéma représentatif d'un radier général.

#### Hauteur du radier

##### 1) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ )

##### 2) Condition forfaitaire

###### a. Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \dots\dots\dots(7.10)$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

$$\frac{460}{8} \leq h_r \leq \frac{460}{5} \longrightarrow 57.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 92 \text{ cm}$$

###### b. Sous poteaux :

###### ➤ Dalle du radier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots(7.11) \text{ avec un minimum de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} \quad h_d \geq 23 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

### ➤ Nervure

#### 1) Hauteur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(7.12)$$

$$h_n \geq \frac{460}{10} \quad h_n \geq 46 \text{ cm}$$

#### 2) Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max} \dots\dots\dots(7.13)$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(7.13)$$

ce qui conduit à 
$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}} \dots\dots\dots(7.14)$$

$L_e$ : Longueur élastique.

$K$ : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K=40$  MPa

$L_{\max}$ : La distance max entre deux poteaux successifs.

$E$ : Module de déformation longitudinale déferée  $E = .700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.6}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.93 \text{ m}$$

Nous adoptons

$$h_r = 100 \text{ cm}$$

#### 3) Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \dots\dots\dots(7.15)$$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit } \quad \mathbf{b_n = 60 \text{ cm.}}$$

### Conclusion

Après calcul nous adoptons les dimensions définitives suivantes :

- Hauteur de la nervure :  $h_n = 100$  cm.
- Largeur de la nervure:  $b_n = 60$  cm.
- Epaisseur de la dalle du radier:  $h_d = 30$  cm

## 7.4.2/ Détermination des sollicitations

### 7.4.2.1/ Détermination de la surface nécessaire du radier

#### a. Détermination des sollicitations

- **poids de la superstructure**

charges permanentes :  $G = 33802.55 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel Etabs)

charges d'exploitation :  $Q = 5588.6 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel Etabs)

**b. Combinaison de charges**

$$A \text{ l'ELU} : N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35(33802.55) + 1,5(5588.6) = 54016.34 \text{ kN}$$

$$A \text{ l'ELS} : N_S = G + Q = 33802.55 + 5588.6 = 39391.15 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_U = 54016.34 \text{ KN}$$

$$N_S = 39391.15 \text{ KN}$$

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$ELU : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(7.16)$$

$$\frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{54016.34}{1,33 \times 250} = 162.46 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq 162.46 \text{ m}^2$$

$$ELS : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(7.17)$$

$$\frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{22403.83}{250} = 157.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq 157.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 462.57 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = \max(162.46; 157.56) \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 462.57 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = 162.46 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, il y a lieu d'ajouter un débord minimal de largeur ( $L_{\text{déb}}$ ), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99.

**Calcul de la largeur des débords**

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots(7.18)$$

$$L_{\text{débord}} = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$

La surface de débord est :

$$S_{\text{débord}} = [(L_x + L_y) \times L_{\text{déb}}] \times 2 \dots\dots\dots(7.19)$$

$$S_{\text{débord}} = [27.21 + 17] \times 0,5 \times 2 \quad S_{\text{débord}} = 44.21 \text{ m}^2$$

Ce qui donne une surface totale du radier de :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 462.57 + 44.21 = 506.78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \mathbf{506.78 \text{ m}^2}$$

**7.4.2.2/ Détermination des efforts à la base du radier****a. charges permanentes****Poids du radier :**

$G_{\text{rad}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T. V. O + poids de la dalle flottante.

- **poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho \dots \dots \dots (7.20)$$

$$P_{dalle} = 506.78 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{dalle} = 3800.85 \text{ KN}$$

- **poids de la nervure**

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho \dots \dots \dots (7.21)$$

$$P_n = 0.6 \times (1 - 0.30) \times 27.61 \times 5 \times 25 + 0.6 \times (1 - 0.30) \times 17.45 \times 10 \times 25$$

$$P_n = 3281.775 \text{ KN}$$

- **poids de T.V.O**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{T.V.O} \dots \dots \dots (7.22)$$

avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n \dots \dots \dots (7.23)$$

n : nombre de portique dans le sens considéré

$\rho_{T.V.O}$  : poids volumique de T.V.O égale à 17Kg/m<sup>3</sup>

$$S_{ner} = 0.60 \times 27.61 \times 5 + 0.60 \times 17.45 \times 10$$

$$S_{ner} = 187.53 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (506.78 - 187.53) \times (1 - 0.30) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 3799.08 \text{ KN}$$

- **poids de la dalle flottante libre**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho \dots \dots \dots (7.24)$$

$e_p$  : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40} \dots \dots \dots (7.25)$$

$$\frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40} \dots \dots \dots (7.26)$$

$$\frac{460}{50} \leq e_p \leq \frac{460}{40} \quad 9.2 \leq e_p \leq 11.5$$

On prend  $e_p = 10 \text{ cm}$

$$P_{df} = 506.78 \times 0,1 \times 25$$

$$P_{df} = 1266.95 \text{ KN}$$

- **poids totale du radier**

$$G_{rad} = 3800.85 + 3281.775 + 3799.08 + 1266.95$$

$$G_{rad} = 9195.66 \text{ KN}$$

**b. charges d'exploitation**

Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 5588.6 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q_{rad} = 1.5 \times 506.78 = 760.17 \text{ KN}$

La surcharge totale :  $Q = Q_{bat} + Q_{rad} = 6348.77 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 9195.66 + 33802.55 = 42998.21 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 760.17 + 5588.6 = 6348.77 \text{ KN}$$

#### 7.4.2.3/ Combinaisons d'action

$$\text{A l'ELU : } 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(42998.21) + 1,5(6348.77) = 67570.74 \text{ KN}$$

$$N_u = 67570.74 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } G + Q = 42998.21 + 6348.77 = 49346.98 \text{ KN}$$

$$N_s = 49346.98 \text{ KN}$$

#### 7.5/ Vérification à l'ELU

##### a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, mod 99/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (7.27)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots (7.28)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} \dots \dots \dots (7.29)$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} \dots \dots \dots (7.30)$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{67570.74 \times 1}{506.78} \times \frac{4.6}{2} = 306.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{306.66 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée.**

##### b. Vérification de la stabilité du radier

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Moment de renversement dû aux séismes

$$\text{D'où } M = M_0 + T_0 \times h \dots \dots \dots (7.30)$$

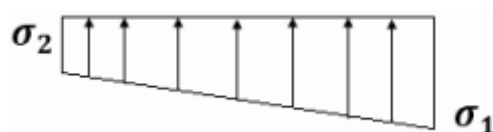
Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Figure 7.3 :** Diagramme des contraintes

$$\text{avec : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots\dots\dots(7.31)$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{- A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol} \dots\dots\dots(7.32)$$

$$\text{- A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots(7.33)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- **Centre de gravité**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.605m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.5m$$

Avec:

$S_i$  : aire du panneau considéré.

$X_i$  ;  $Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(27.21) \times (17)^3}{12} = 11140.23 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(17) \times (27.21)^3}{12} = 28539.96 \text{ m}^4$$

### Sens longitudinal

- **ELU**

$$M = M_0 + T_0 \cdot xh$$

$M_0 = 260.229 \text{ KN} \cdot \text{m}$  c'est des valeurs tirés du logiciel ETABS

$$T_0 = 1586.84 \text{ KN}$$

$$M = 260.229 + (1586.84 \times 1) = 1847.069 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I_{yy}} \dots\dots\dots(7.34)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{67570.74}{506.78} \pm \frac{1847.069 \times 13.605}{28539.96}$$

$$\sigma_1 = 134.21 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_2 = 132.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(134.21) + 132.45}{4} = 133.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 133.77 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times \sigma_{sol} = 500 \text{ KN/m}^2$$

**Condition vérifiée.**

• **ELS**

$$M = 260.229 + (1586.84 \times 1) = 1847.069 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}} = \frac{49346.98}{506.78} \pm \frac{1847.069 \times 13.605}{28539.96}$$

$$\sigma_1 = 98.25 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 97.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(98.25) + 97.37}{4} = 98.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 98.03 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ [kN/m}^2]$$

**Condition vérifiée.**

**Sens transversal**

• **ELU**

$$M = 249.688 + (1814.47 \times 1) = 2067.158 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{67570.74}{506.78} \pm \frac{2067.158 \times 8.5}{11140.23}$$

$$\sigma_1 = 134.91 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 131.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(134.91) + 131.75}{4} = 134.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 134.12 \text{ kN/m}^2 \leq 2 \times \sigma_{sol} = 500 \text{ kN/m}^2$$

**Condition vérifiée.**

• **ELS**

$$M = 249.688 + (1814.47 \times 1) = 2067.158 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{49346.98}{506.78} \pm \frac{2067.158 \times 8.5}{11140.23}$$

$$\sigma_1 = 98.95 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 97.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(98.95) + 97.37}{4} = 98.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 98.55 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

**Condition vérifiée.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU			ELS			Obs
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
<b>X - X</b>	134.21	132.45	133.77	98.25	97.37	98.03	<b>OK</b>
<b>Y - Y</b>	134.91	131.75	134.12	98.95	97.37	98.55	<b>OK</b>

**c. Vérification au poinçonnement** (BAEL91 mod99/ Art A.5.24)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

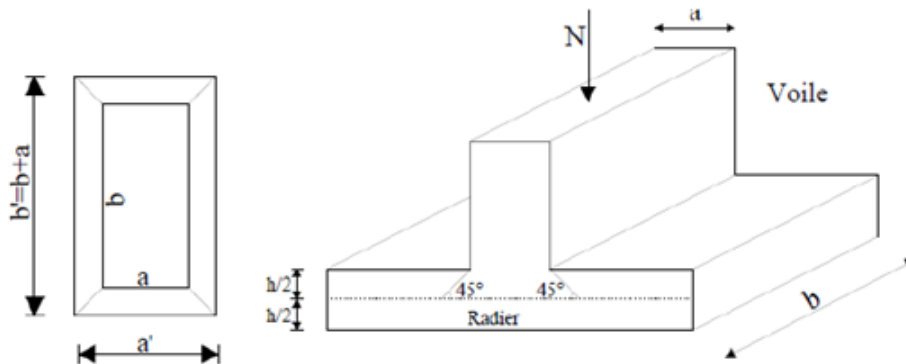
$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(7.35)$$

Avec :

$N_u$ : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ;

$\mu_c$ : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$h$ : épaisseur totale de la dalle.



**Figure 7.4** : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• **Vérification pour les poteaux**

$N_u = 1682.42 \text{KN}$  (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \dots\dots\dots(7.36)$$

$$\mu_c = (0.4 + 0.45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5.7 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.7 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4275 \text{ KN}$$

$N_u = 1682.42 \text{ KN} < 4275 \text{ KN}$  **Condition vérifiée.**

• **Vérification pour les voiles**

$N_u = 4360.61 \text{KN}$  (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 4.2 + (2 \times 1)) \times 2 = 12.8 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 12.8 \times 25000}{1,5} = 9600 \text{ KN}$$

$N_u = 4360.61 \text{ kN} < 9600 \text{ KN}$  **Condition vérifiée.**

**7.6/ Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

**a. 1<sup>er</sup> cas**

si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \dots\dots\dots(7.37)$$

$$M_{0y} = 0$$

**b. 2<sup>eme</sup> cas**

si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \dots\dots\dots(7.38)$

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \dots\dots\dots(7.39)$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ( $L_x < L_y$ )

**Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

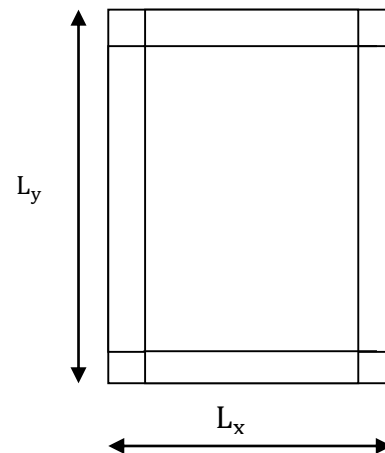
**7.6.1/ Identification du panneau le plus sollicité**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Panneau de dimension :  $L_x = 3.85$  m  
 $L_y = 4.6$  m

$$\rho = \frac{3.85}{4.6} = 0.84$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



**7.6.2/ Calcul des armatures à l'ELU**

**ELU :**  $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \dots\dots\dots(7.40)$

$$q_u = 134.12 - \frac{9195.66}{506.78} = 115.97 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**  $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \dots\dots\dots(7.41)$

$$q_s = 98.55 - \frac{9195.66}{506.78} = 80.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 115.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \quad \mu_x = 0.0520$$

$$\mu_y = 0.667$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0520 \times 115.97 \times 3.85^2 = 89.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.667 \times 89.39 = 59.62 \text{ KN.m}$$

- **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 :  $0.5 M_{0x}$  ou  $0.5 M_{0y}$

- **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 appui de rive :  $0.3 M_{0x}$  ou  $0.3 M_{0y}$

- moment sur appui intermédiaire :  $0.5 M_{0x}$  ou  $0.5 M_{0y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

### 7.6.3/ Ferrailage dans le sens x - x

- **en travées :**

$$M_{utx} = 0.75 \times 89.39 = 67.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots \dots \dots (7.42)$$

$$\mu_u = \frac{67.04}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.065 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.066 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.966$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} \dots \dots \dots (7.43)$$

$$A_{tx} = \frac{67.04 \times 10^2}{0.966 \times 27 \times 34,8} = 7.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25 cm**

- **aux appuis**

$$M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 89.39 = 44.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots \dots \dots (7.44)$$

$$\mu_u = \frac{44.70}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.043 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.043 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.978$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} \dots \dots \dots (7.45)$$

$$A_{ax} = \frac{44.70 \times 10^2}{0.978 \times 27 \times 34,8} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25 cm**

**7.6.4/ Ferrailage dans le sens YY**

- en travées

$$M_{uty} = 0.75 \times 59.62 = 44.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.72}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.043 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.043 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.72 \times 10^2}{0.978 \times 27 \times 34,8} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25 cm**

- aux appuis

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 59.62 = 29.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.81}{1 \times 0.27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.029 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.029 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.9855$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.81 \times 10^2}{0.9855 \times 27 \times 34,8} = 3.22 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 7.4 : Ferrailage du panneau à l'ELU**

sens	Zone	M kN.m	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u \text{ cm}^2$	Ferrailage	$A_u$ adoptée	$s_t$
<b>X-X</b>	<b>Travée</b>	67.04	0.065	SSA	0.966	7.38	4HA16	8.04	16
	<b>Appuis</b>	44.70	0.043	SSA	0.978	4.82	4HA14	6.15	25
<b>Y-Y</b>	<b>Travée</b>	44.72	0.043	SSA	0.978	4.94	4HA14	6.15	25
	<b>Appuis</b>	29.81	0.029	SSA	0.9855	3.22	4HA12	4.52	25

**7.6.5/ Vérifications à L'ELU**

- a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2} \dots\dots\dots(7.46)$$

Avec :

$\rho_0$ : taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.84$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.84}{2} = 2.59 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis**

$$A_{uax} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **en travée**

$$A_{uax} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Espacement des armatures** (BAEL91, mod99/Art A8.2.42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures parallèles à L<sub>x</sub>**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \dots\dots\dots(7.47) \quad S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$$25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures parallèles à L<sub>y</sub>**

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \dots\dots\dots(7.48) \quad S_t \leq \min\{120; 45\text{cm}\}$$

$$25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**7.5.6/ Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0.84 \quad \mu_x = 0.0589$$

$$\mu_y = 0.764$$

**a. Calcul des moments M<sub>u</sub>, M<sub>y</sub>**

$$q_s = 80.40 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0589 \times 80.40 \times 3.85^2 = 70.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.764 \times 69.86 = 53.63 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des moments M<sub>a</sub>, M<sub>t</sub> dans les sens**

- **en travées**

$$M_{stx} = 0.75 \times 70.19 = 52.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sty} = 0.75 \times 53.63 = 40.22 \text{ KN.m}$$

- **aux appuis**

$$M_{sax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 70.19 = 35.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{say} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 53.63 = 26.82 \text{ KN.m}$$

**c. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots\dots\dots(7.49)$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

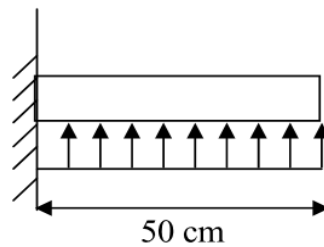
**Tableau 7.5 : Vérification des contraintes dans le béton**

Sens	zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs
X- X	Travée	67.04	52.64	1.273	0.065	0.0828	0.3865	Vérifiée
	Appuis	44.70	40.22	1.111	0.043	0.0562	0.3055	Vérifiée
Y- Y	Travée	44.72	35.10	1.274	0.043	0.0562	0.3870	Vérifiée
	Appuis	29.81	26.82	1.111	0.029	0.0381	0.3055	Vérifiée

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

### 7.7/ Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure (7.4) ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Figure 7.5 : Schéma statique du débord**

#### 7.7.1/ Sollicitation de calcul

$$\text{ELU : } q_u = 115.97 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{115.97 \times 0,5^2}{2} = 14.50 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 80.40 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{80.40 \times 0,5^2}{2} = 10.05 \text{ KN. m}$$

#### 7.7.2/ Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h_d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.50}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.014 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.014 \quad \text{Du tableau} \quad \beta = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.72 \times 10^2}{0.993 \times 27 \times 34,8} = 1.57 \text{ cm}^2$$

### 7.7.3/ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(7.50)$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25[cm]**

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

### 7.7.4/ Vérification à l'ELS

Si la condition suivante est satisfaite il y a pas lieu de vérifiée les contraintes à l'ELS

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots\dots\dots(7.51)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots\dots\dots(7.52)$$

$$\gamma = \frac{14.50}{10.05} = 1.44$$

$$\mu = 0.014 \quad \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \quad \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

### Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### 7.8/ Calcul des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique .

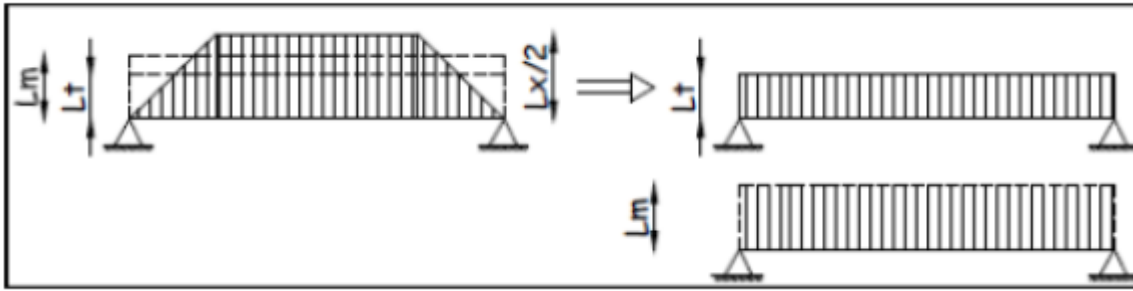


Figure 7.6 : Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **1<sup>er</sup> Cas : Chargement triangulaires**

$$L_m = 0.333 \times L_x \dots\dots\dots(7.53)$$

$$L_t = 0.25 \times L_x \dots\dots\dots(7.54)$$

➤ **2<sup>ème</sup> Cas : Chargement trapézoïdale**

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) \dots\dots\dots(7.55)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right) \dots\dots\dots(7.56)$$

➤ **Pour les moments fléchissant**

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

➤ **Pour les efforts tranchants**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

### 7.8.1/ Détermination des charges

**A L'ELU :**  $q_u = 115.97 \text{ kN/m}^2$ .

**A L'ELS :**  $q_s = 80.40 \text{ kN/m}^2$ .

Le récapitulatif des résultats obtenus sont illustres dans les tableaux (7.6) et (7.7) qui suivent :

- Sens longitudinal

**Tableau 7.6 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal**

travées	Panneaux	Lx	Ly	$\rho$	chargement	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	ΣQ <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	ΣQ <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	ΣQ <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	ΣQ <sub>st</sub>
AB	1	1.73	4.6	0.376	triangulaire	0.576	0.432	115.97	80.40	66.80	133.61	46.31	92.63	50.15	100.31	34.77	69.54
	2	1.73	4	0.432	triangulaire	0.576	0.432			66.80		46.31		50.15		34.77	
BC	1	3.3	4.6	0.717	triangulaire	1.098	0.825			127.43	254.87	88.35	176.70	95.67	191.35	66.33	132.66
	2	3.3	4	0.825	triangulaire	1.098	0.825			127.43		88.35		95.67		66.33	
CD	1	3.85	4.6	0.836	triangulaire	1.282	0.962			148.67	297.35	103.07	206.15	111.62	223.24	77.38	154.77
	2	3.85	4	0.9625	triangulaire	1.282	0.962			148.67		103.07		111.62		77.38	
DE	1	3	4.6	0.652	triangulaire	0.999	0.75			115.85	231.70	80.31	160.63	86.97	173.95	60.3	120.6
	2	3	4	0.75	triangulaire	0.999	0.75			115.85		80.31		86.97		60.3	
EF	1	3.45	4.6	0.75	triangulaire	1.148	0.862			133.23	266.46	92.36	184.73	100.02	200.05	69.34	138.69
	2	3.45	4	0.862	triangulaire	1.148	0.862			133.23		92.36		100.02		69.34	
FG	1	3	4.6	0.652	triangulaire	0.999	0.75			115.85	231.70	80.31	160.63	86.97	173.95	60.3	120.6
	2	3	4	0.75	triangulaire	0.999	0.75			115.85		80.31		86.97		60.3	
JH	1	3.85	4.6	0.836	triangulaire	1.282	0.962			148.67	297.35	103.07	206.15	111.62	223.24	77.38	154.77
	2	3.85	4	0.962	triangulaire	1.282	0.962			148.67		103.07		111.62		77.38	
HI	1	3.3	4.6	0.717	triangulaire	1.098	0.825			127.43	254.87	88.35	176.70	95.67	191.35	66.33	132.66
	2	3.3	4	0.825	triangulaire	1.098	0.825			127.43		88.35		95.67		66.33	
IJ	1	1.73	4.6	0.376	triangulaire	0.576	0.432	66.80	133.61	46.31	92.63	50.15	100.31	34.77	69.54		
	2	1.73	4	0.432	triangulaire	0.576	0.432	66.80		46.31		50.15		34.77			

- Sens transversal

**Tableau 7.7** : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>		chargement	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	ΣQ <sub>um</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	ΣQ <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	ΣQ <sub>st</sub>
1	1	3.85	4.2	0.916	trapézoïdal	1.385	1.116	115.97	80.40	160.71	160.71	111.42	111.42	129.44	129.44	89.74	89.74
2	1	3.85	4	0.962	trapézoïdal	1.330	1.033			154.30	295.64	106.97	204.96	119.83	244.86	83.03	169.76
	2	3	4	0.75	trapézoïdal	1.218	1.078			141.33		97.98		125.03		86.68	
3	1	3.85	4.6	0.836	trapézoïdal	1.475	1.250			171.11	320.40	118.63	222.13	145.05	282.01	100.56	195.51
	2	3	4.6	0.652	trapézoïdal	1.287	1.181			149.29		103.50		136.96		94.74	
4	1	3.85	4.2	0.916	trapézoïdal	1.385	1.116			160.71	160.71	111.42	111.42	129.44	129.44	89.74	89.74

**1) Calcul des moments et des efforts tranchants**

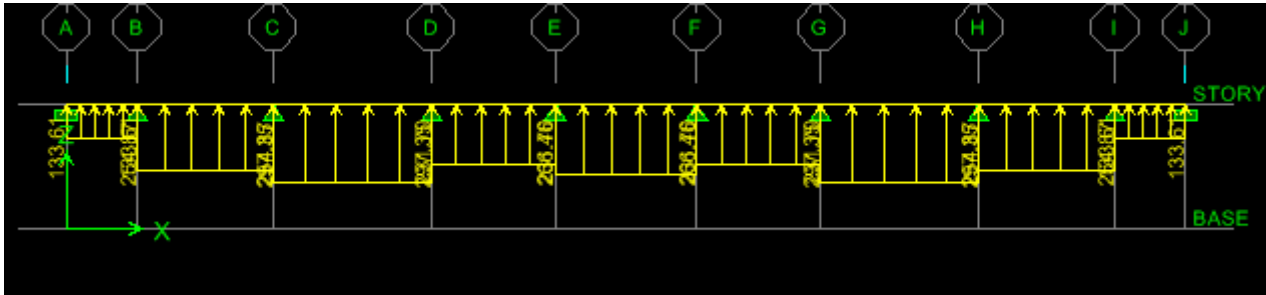
Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$H_{nerv} = 1m$

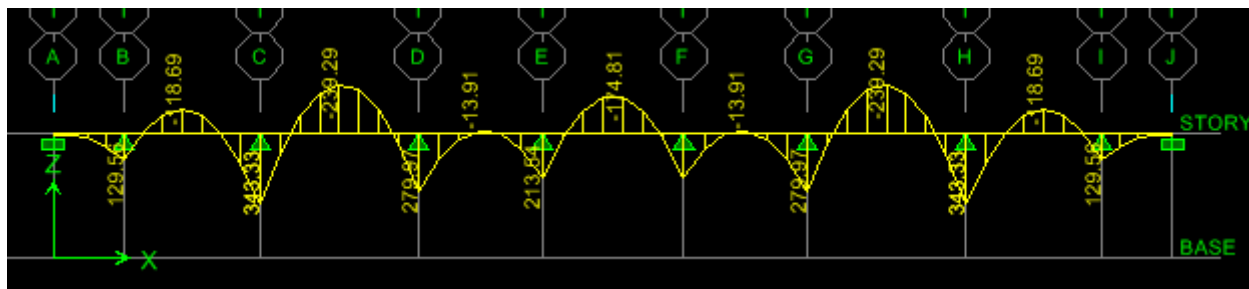
$B_{nerv} = 0.6m$

• **Sens (X-X)**

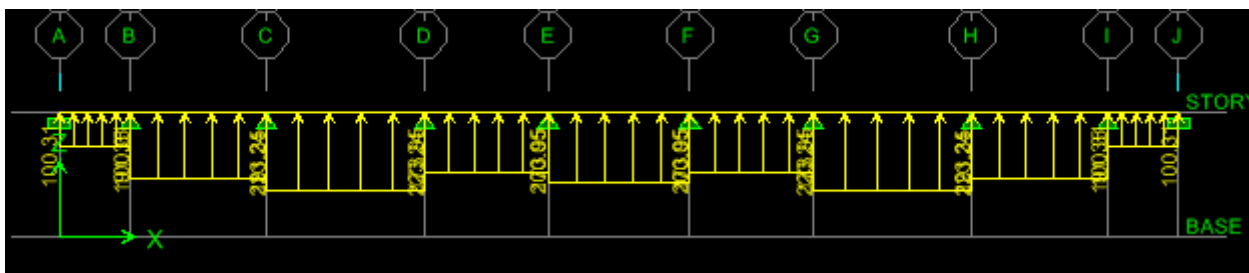
a. **ELU**



**Figure 7.7 :** Le chargement à ELU pour les moments.



**Figure 7.8 :** Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m



**Figure 7.9 :** Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

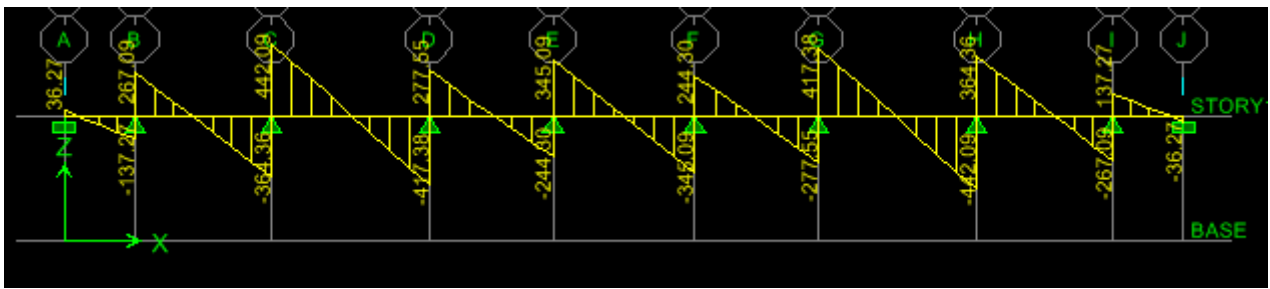


Figure 7.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.m

b. ELS

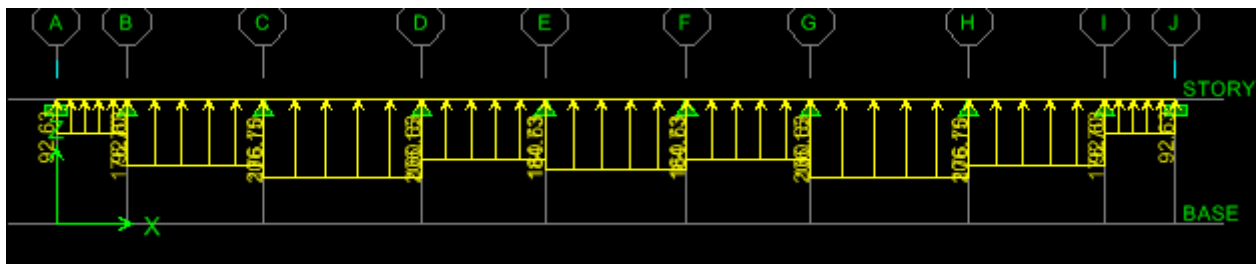


Figure 7.11 : Le chargement à ELS pour les moments.

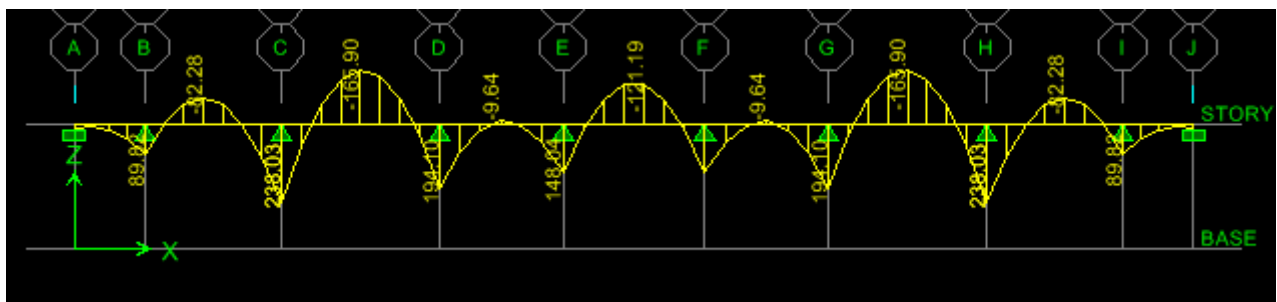


Figure 7.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

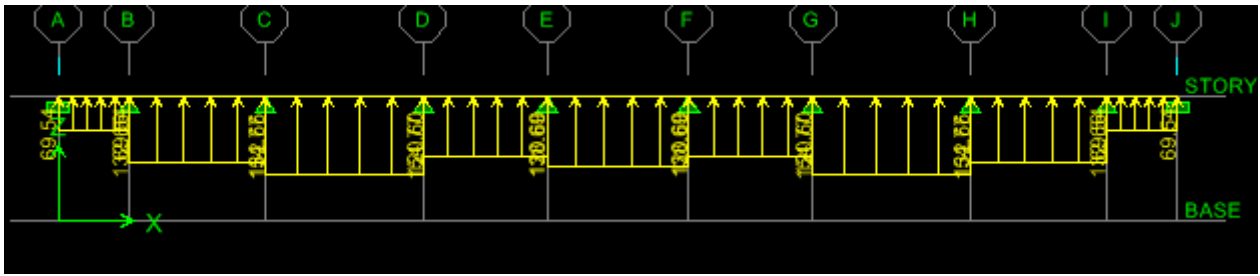


Figure 7.13 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

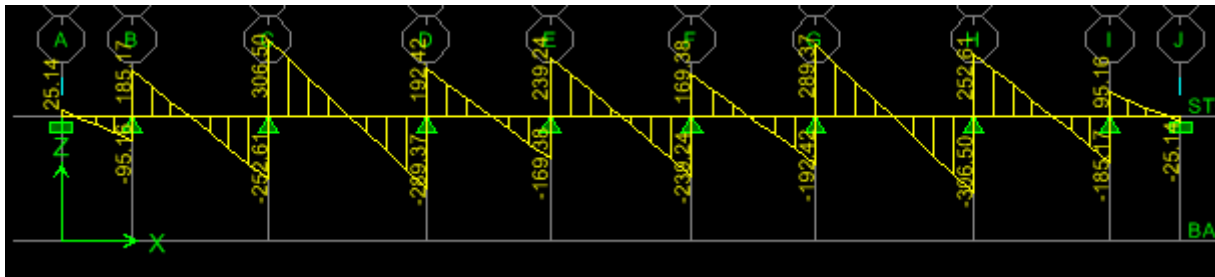


Figure 7.14: Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

- Sens Y-Y
  - a. ELU

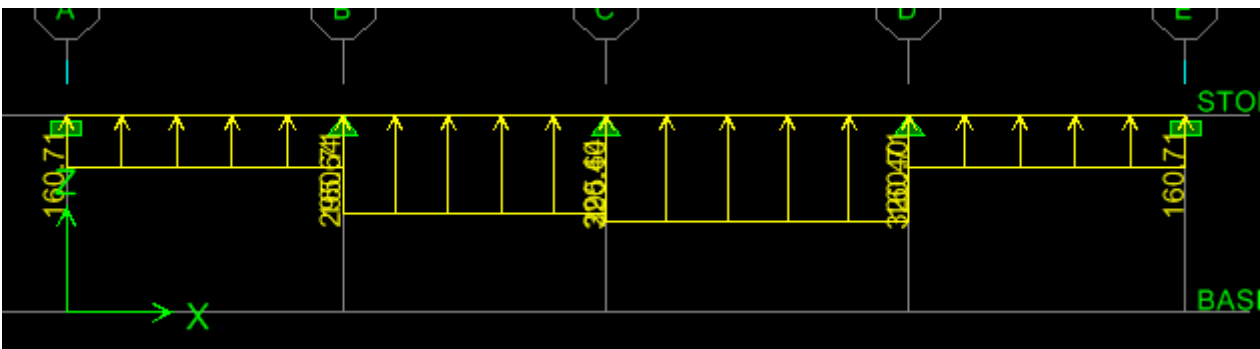


Figure 7.15: Le chargement à ELU pour les moments.

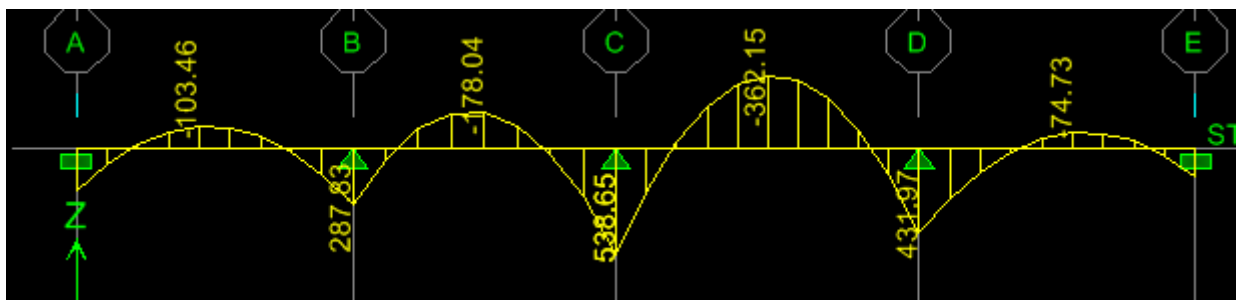


Figure 7.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

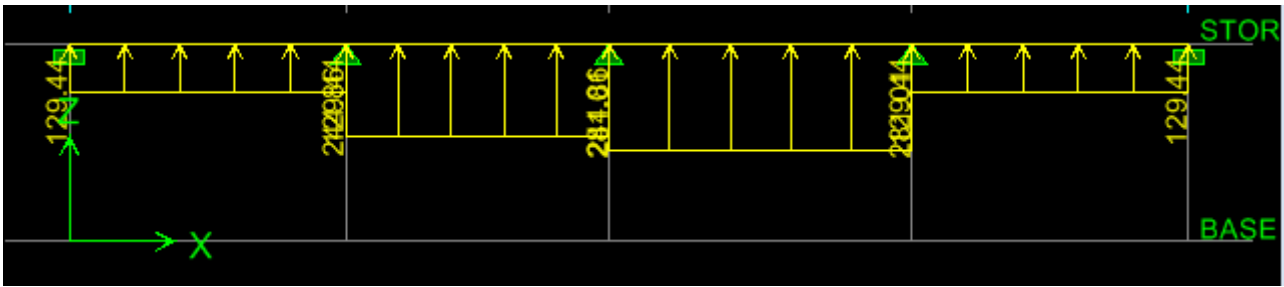


Figure 7.17: Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

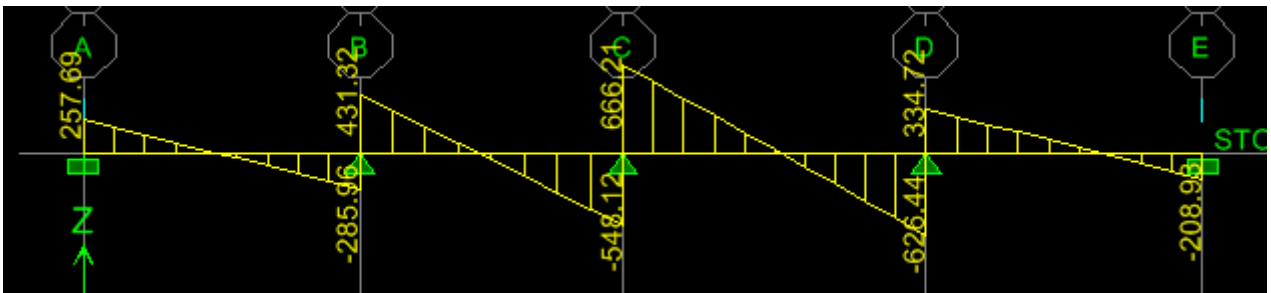


Figure 7.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN.

b. ELS

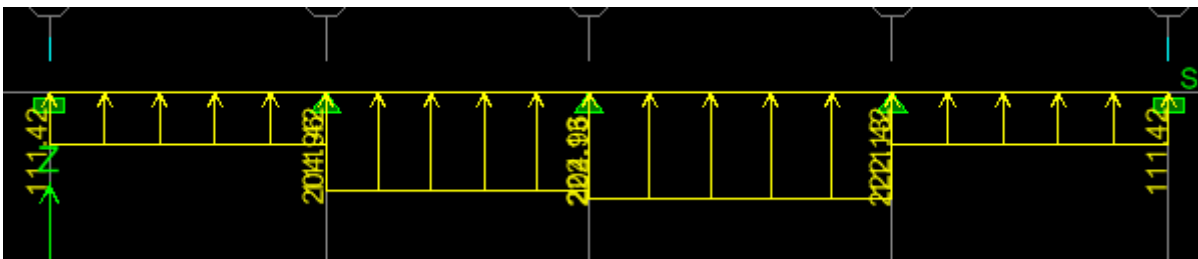


Figure 7.19 : Le chargement à ELS pour les moments.

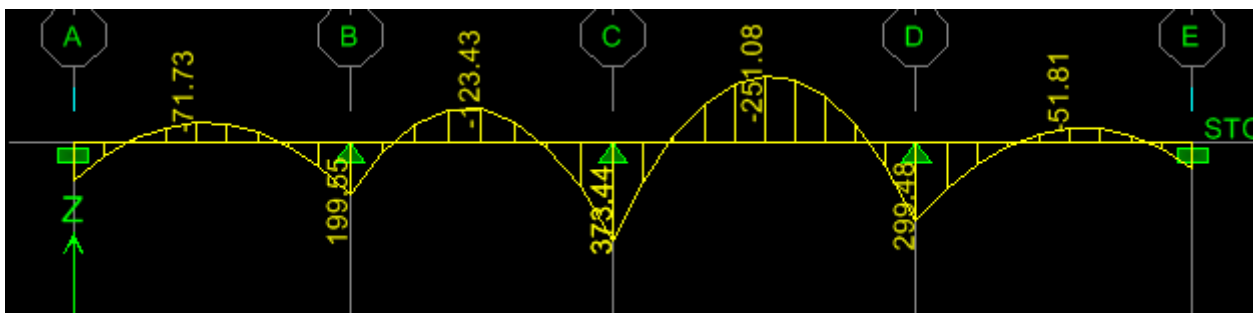


Figure 7.20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m.

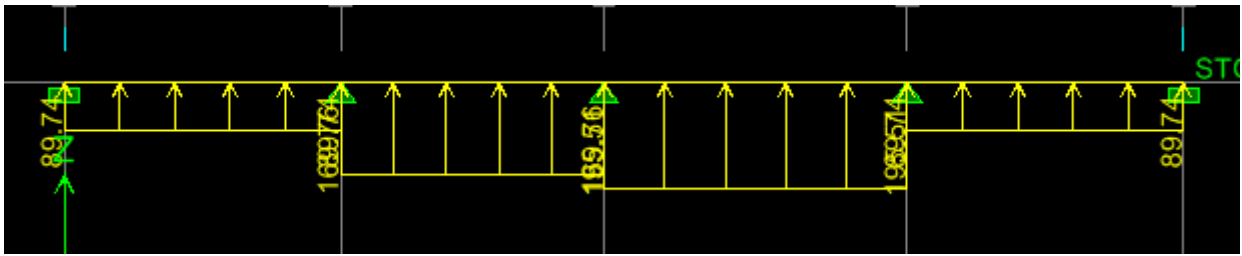


Figure 7.21 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.



Figure 7.22 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

Tableau 7.8 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments max (Travée)	$M_u$ travée= 239.29 KN.m	$M_u$ travée = 362.15 KN.m
	$M_s$ travée = 165.90 KN.m	$M_s$ travée= 251.08 KN.m
Moments max (Appuis)	$M_u$ appuis = 343.33 KN.m	$M_u$ appuis =538.65 KN.m
	$M_s$ appuis= 238.03 KN.m	$M_s$ appuis = 373.44KN.m
Efforts Tranchants	$T_u$ = 442.09 KN	$T_u$ = 666.21KN
	$T_s$ = 306.50 KN	$T_s$ = 463.45KN

### 7.8.2/ Ferrailage de la nervure à l'ELU

#### ➤ Armatures longitudinales

$$b = 60\text{cm} \quad ; \quad d = 97 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{239.29 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14,2} = 0.030 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.030 \quad \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_u^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{239.29 \times 10^6}{0.985 \times 970 \times 348 \times 100} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 7.9** : Ferrailage des nervures à l'ELU

Sens	Zone	$M_u^{\max}$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté(cm <sup>2</sup> )	St
x-x	Travée	239.29	0.030	0.985	SSA	7.20	4HA14 (fil) +4HA12(chap)=10.67	15
	Appuis	343.33	0.042	0.979	SSA	10.38	4HA16 (fil) +4HA12(chap)=12.56	15
y-y	Travée	362.15	0.045	0.9765	SSA	10.99	5HA14 (fil) +5HA12(chap)=13.34	12
	Appuis	538.65	0.067	0.9655	SSA	16.52	5HA16 (fil) 5HA14(chap)=17.74	12

- **Armatures transversales** (BAEL 91mod 99/Art A.7.2.2)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi=10\text{mm.}$$

- **Espacement des armatures**

D'après l'RPA 99 version 2003, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}}\right) = \left(\frac{100}{4}, 12 \times 1.6\right) \leq \min(25;19.2) = 19.2 \text{ cm.}$$

Soit St =10cm

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

- **La quantité d'armatures transversales** (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)

- En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$
- En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$

Soit At=4HA10 =3.14cm<sup>2</sup> (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4..34 /BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à 3 cm<sup>2</sup>/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc : Ap=3cm<sup>2</sup>/mlx1m=3 cm<sup>2</sup>/par paroi. Soit : 2HA14=3.08cm<sup>2</sup>/par paroi.

### 7.8.3/ Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BAEL91 md99/Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 97 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Aux appuis

**Sens x-x :**  $A_a = 12.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée**

**Sens y-y :**  $A_a = 17.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée**

#### ➤ En travées

**Sens x-x :**  $A_t = 10.63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée**

**Sens y-y :**  $A_t = 13.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée**

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

#### b. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

#### Sens longitudinal

$$T_u^{\max} = 442.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{442.09 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

#### Sens transversal

$$T_u^{\max} = 666.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{666.21 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### 7.8.4/ Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de la vérification à l'ELS, si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

#### Sens X-X

##### • Aux appuis

$$\gamma = \frac{343.33}{238.03} = 1.44 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.042 \quad \alpha = 0.0536$$

$$\alpha = 0.0536 \leq \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{239.29}{165.90} = 1.44 \text{ Avec } \mu_u = 0.031 \qquad \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{538.65}{373.44} = 1.44 \text{ Avec } \mu_u = 0.067 \qquad \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.0881 \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{362.15}{251.08} = 1.44 \text{ Avec } \mu_u = 0.045 \qquad \alpha = 0.0589$$

$$\alpha = 0.0589 \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes à l'ELS.

**Conclusion :**

Le radier sera ferrillé comme suit :

- Dalle du radier

	<b>Sens X-X</b>	<b>Sens Y-Y</b>
<b>Travée</b>	4HA16 (St=16 cm)	4HA14 ( St=25 cm)
<b>Appuis</b>	4HA14 ( St=25 cm)	4HA12 ( St=25 cm)

- Nervure

	<b>Sens X-X</b>	<b>Sens Y-Y</b>
<b>Travée</b>	4HA14 fil (St=15 cm) 4HA12 chap. (St=15 cm)	5HA14 fil (St=12 cm) 5HA12 chap. (St=12 cm)
<b>Appuis</b>	4HA16 fil (St=15 cm) 4HA12 chap. (St=15 cm)	5HA16 fil (St=12 cm) 5HA12 chap. (St=12 cm)

Les plans de ferrailage est en annexe

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

Le travail que nous avons réalisé consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8) à contreventement mixte (portiques + voiles), conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 CBA 93, BAEL91 modifié 1999).

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

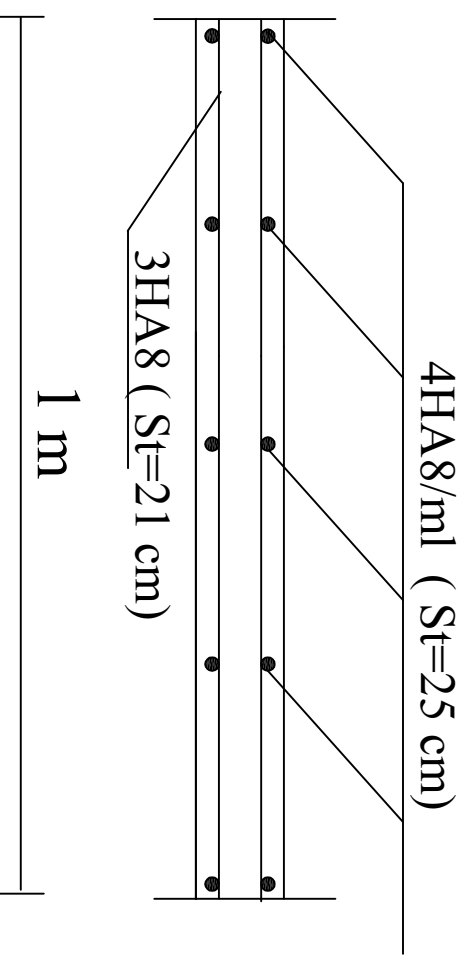
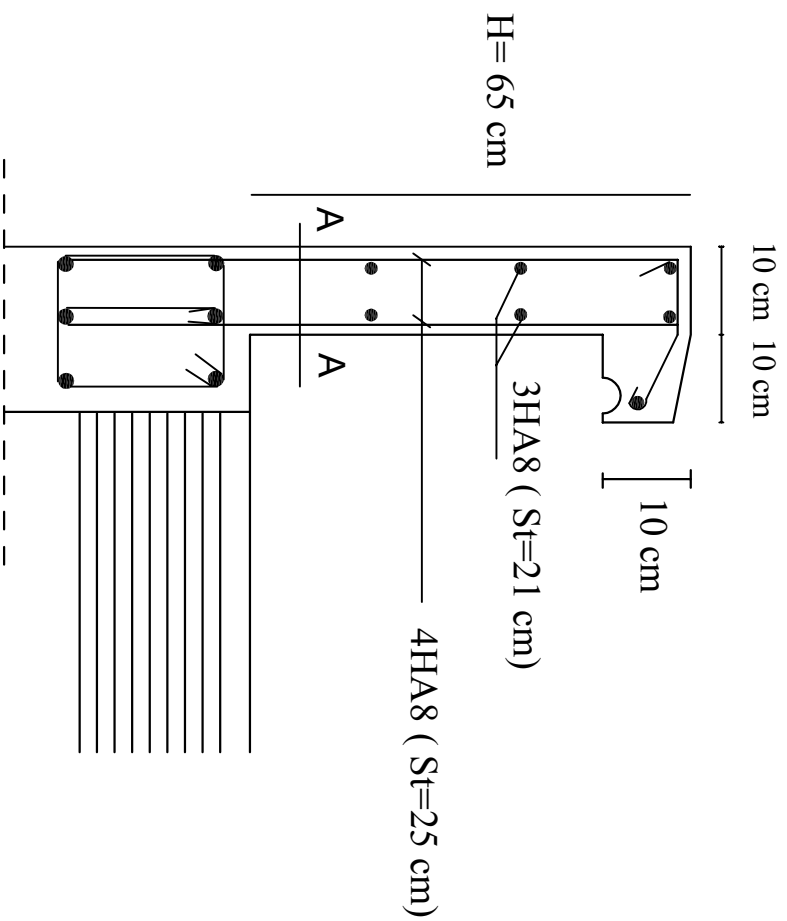
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière, grâce au logiciel ETABS, a permis l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure avec un grand degré de précision.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière, permet de mieux visualiser les différents modes.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet, des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont qu'une première estimation

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

# Bibliographie

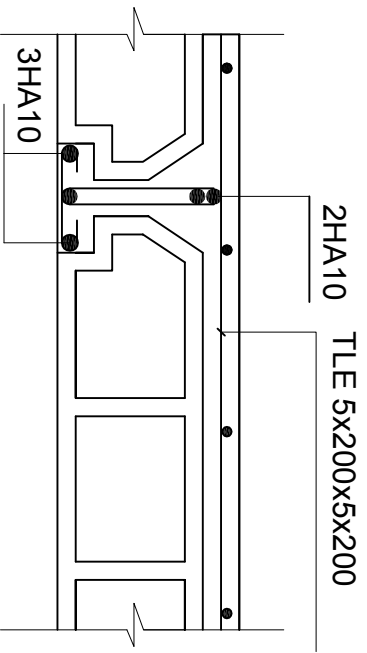
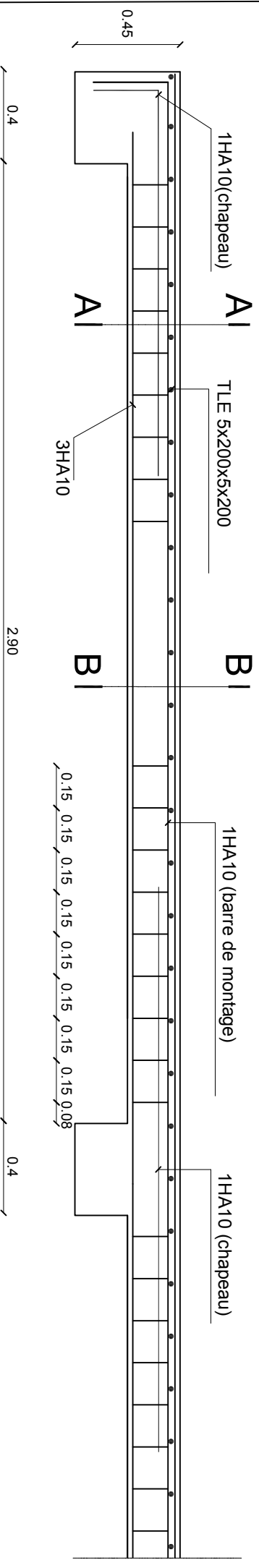
- BAEL 91, modifié 99 : règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- RPA 99, modifié 2003 : règles parasismiques algériennes.
- DTR-BC-22 : charges et surcharges d'exploitation.
- CBA 93 : conception et calcul des structures en béton armé.
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé, Edition Eyrolles.
- DTU, norme P92-701 : Résistance au feu des bétons.

# **Les plans de ferrailage**

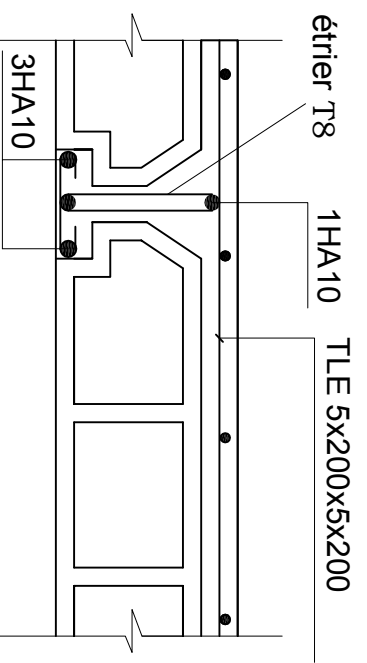


## Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Étudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de Ferrailage de l'acrotère	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION 2017/2018

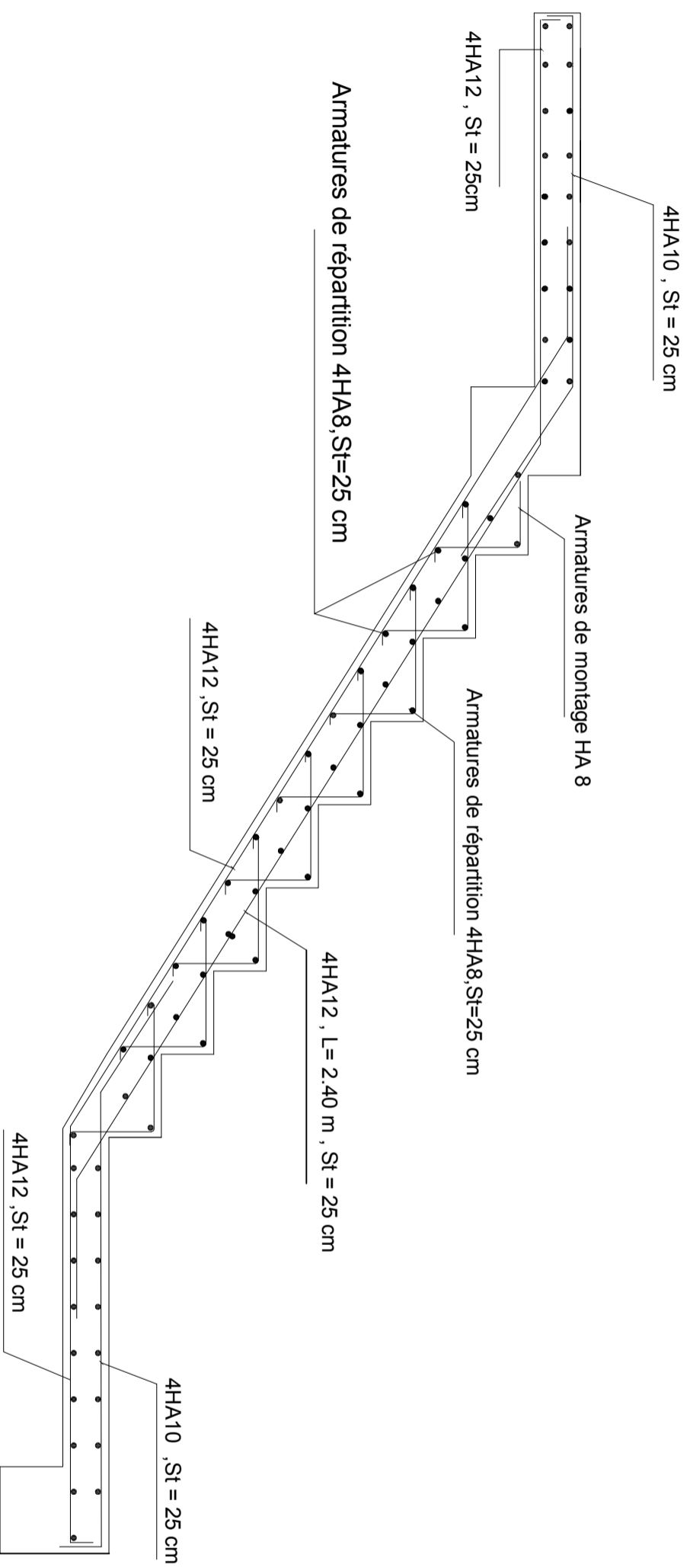


Coupe A-A

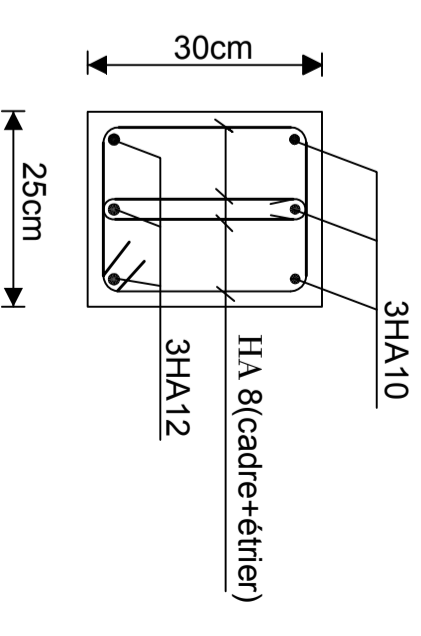
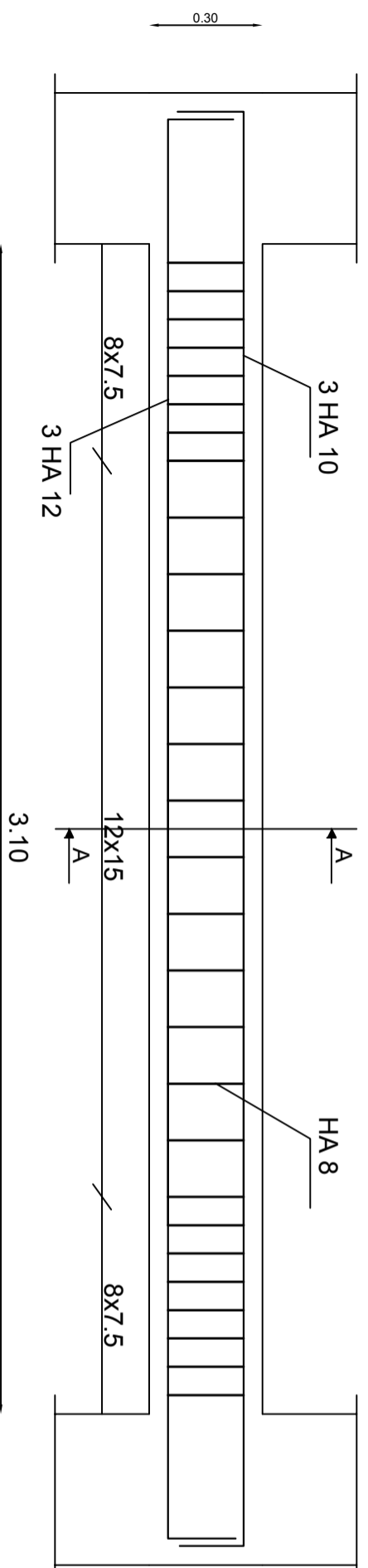


Coupe B-B

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>B.E.T</b>
<b>Etudié par</b> Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	<b>Plan de ferrailage du</b> <b>plancher</b>	Echelle: 1/50
<b>Dirigé par</b> Mme BOUZELHA Karima		PROMOTION 2017/2018

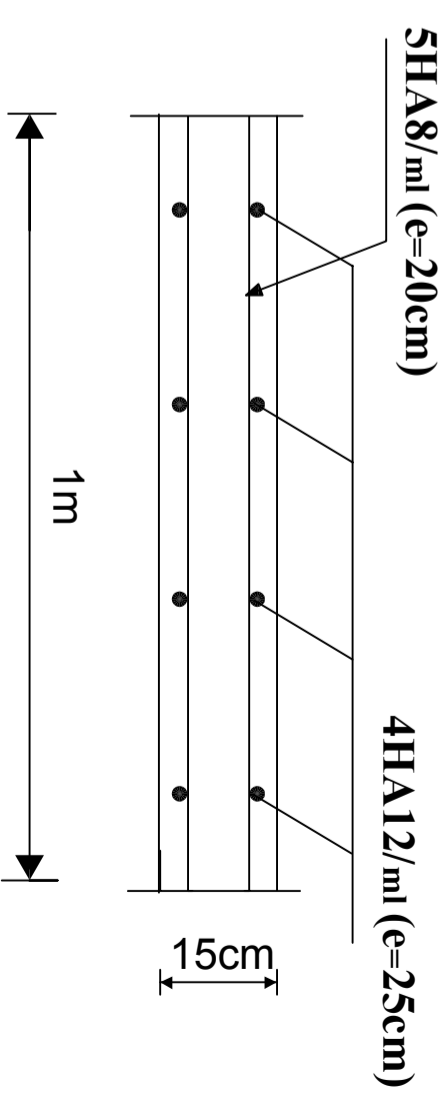
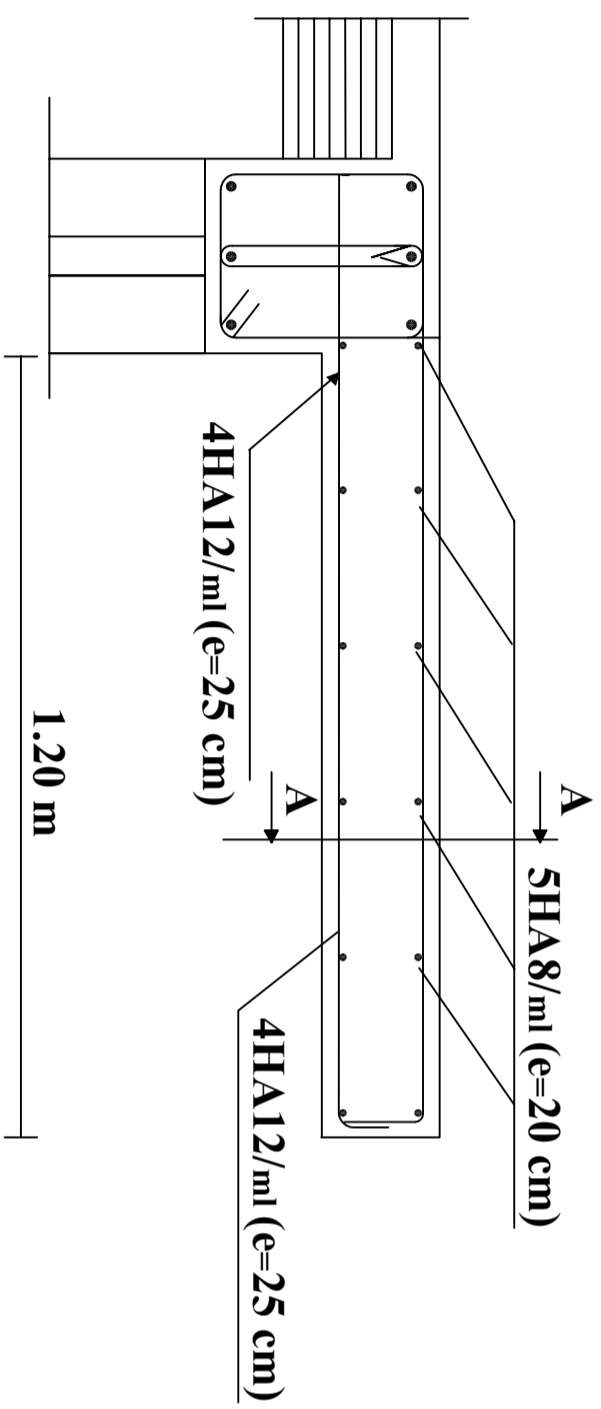


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		<b>proposé par</b> <b>B.E.T</b>
<b>Etudié par</b> Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmîna	<b>Plan de Ferrailage</b> <b>de l'escalier</b>	<b>Echelle:1/50</b>
<b>Dirigé par</b>	<b>Mme BOUZELHA Karima</b>	<b>PROMOTION</b> <b>2017/2018</b>



Coupe A-A

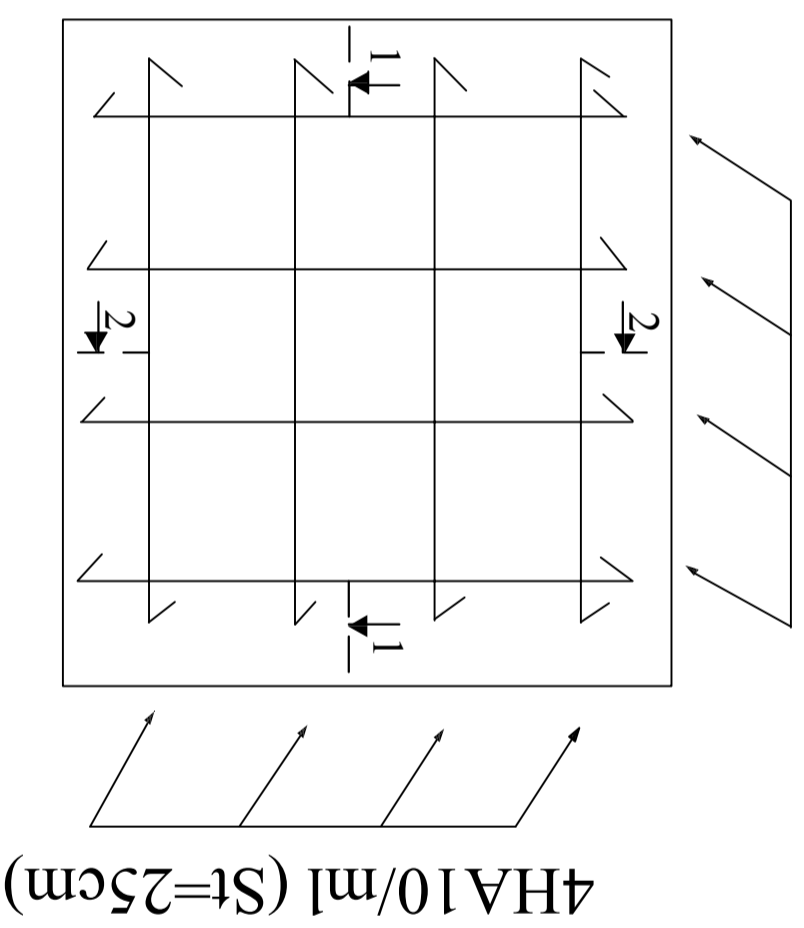
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		<b>proposé par</b>  <b>B.E.T</b>
<b>Etudié par</b> Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	<b>Plan de Ferrailage</b> <b>de la poutre palière</b>	<b>Echelle: 1/50</b>
<b>Dirigé par</b>	<b>Mme BOUZELHA Karima</b>	<b>PROMOTION</b> <b>2017/2018</b>



**Coupe A-A**

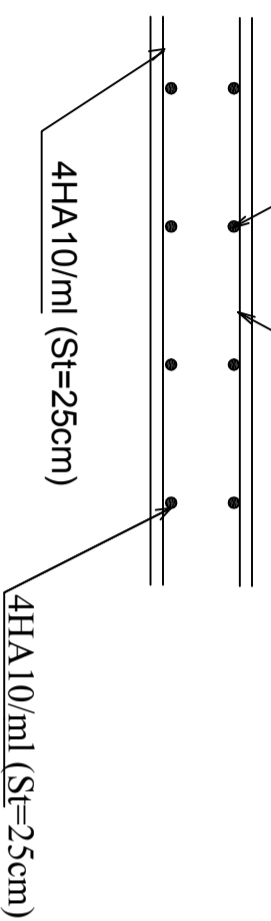
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>B.E.T</b>
Etudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de ferrailage du balcon	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION 2017/2018

4HA8/ml (St=25cm)



4HA8/ml (St=25cm)

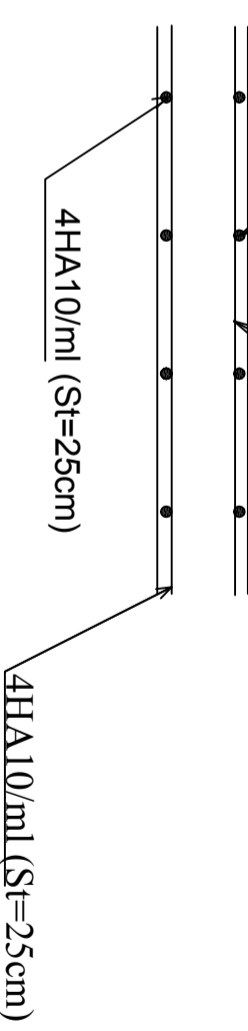
4HA8/ml (St=25cm)



Coupe 1-1

4HA8/ml (St=25cm)

4HA8/ml (St=25cm)



Coupe 2-2

République algérienne démocratique et populaire  
Université Mouloud Mammeri de T.O  
Faculté de génie de la construction  
Département de génie civil

proposé par

B.E.T

Etudié par

Melle HENNAD Aicha  
Melle KHALDI Yasmina

Plan de Ferrailage  
de la dalle salle machine

Echelle: 1/50

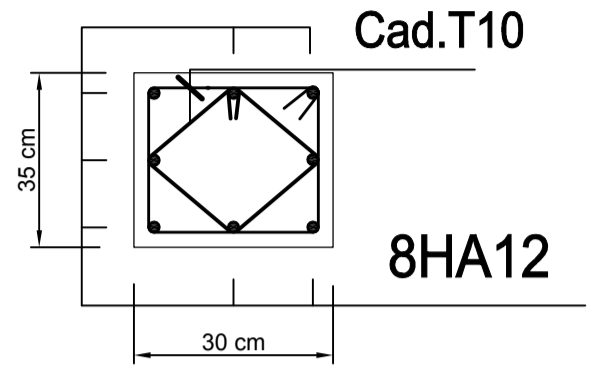
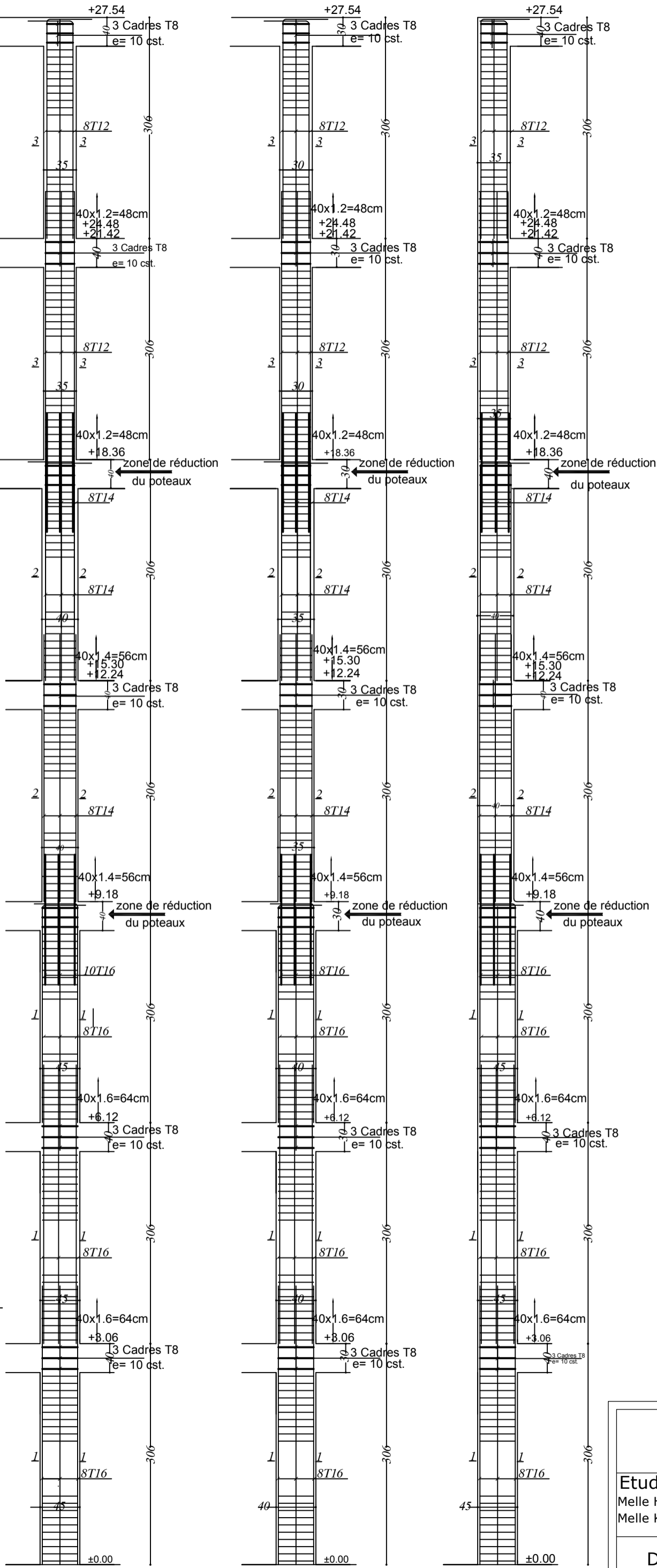
Dirigé par

Mme BOUZELHA Karima

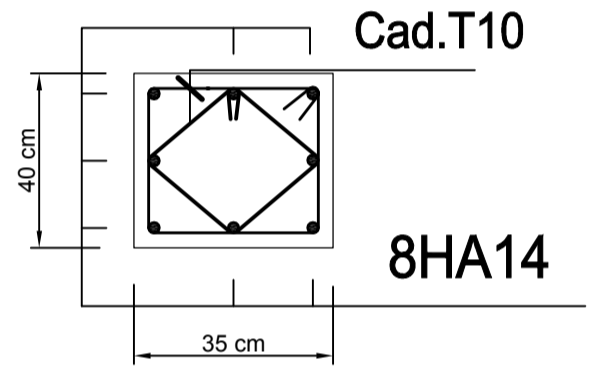
PROMOTION  
2017/2018

ferrailage poteaux intermédiaire

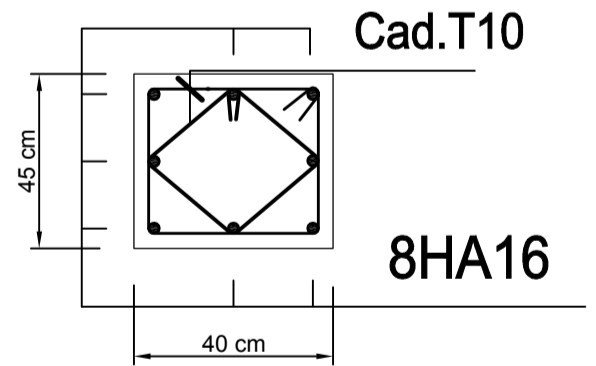
ferrailage poteaux de rive



COUPE 3-3



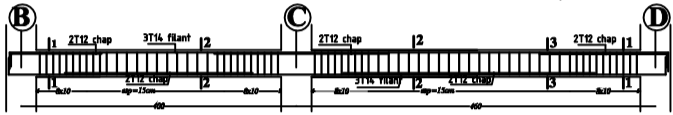
COUPE 2-2



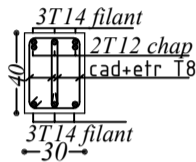
COUPE 1-1

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION 2017/2018

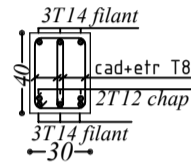
**FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES Files 1,10**



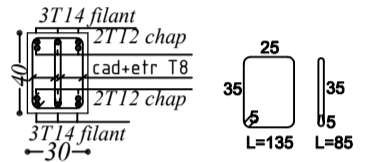
**coupe 1-1**



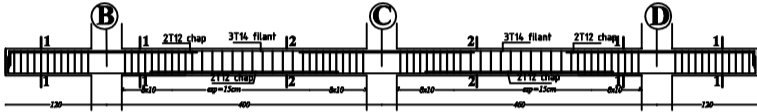
**coupe 2-2**



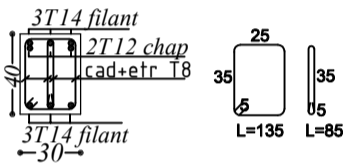
**coupe 3-3**



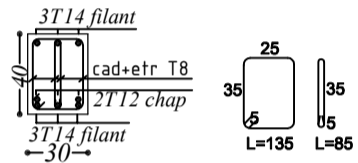
**FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES Files 5,6**



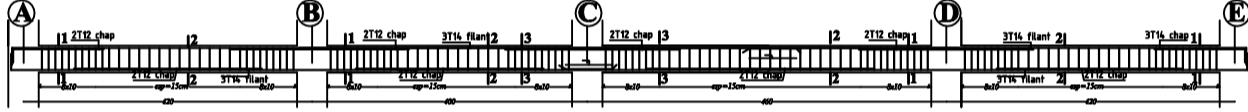
**coupe 1-1**



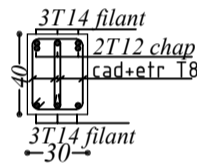
**coupe 2-2**



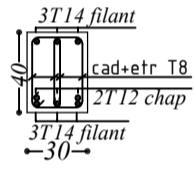
**FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES Files 2,3,4,7,8,9**



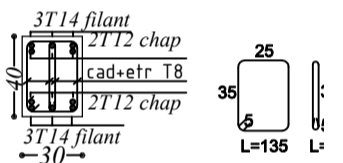
**coupe 1-1**



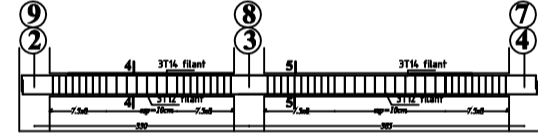
**coupe 2-2**



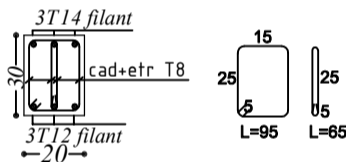
**coupe 3-3**



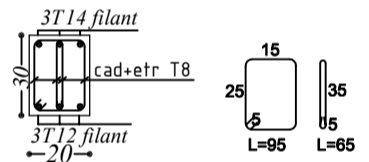
**FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES Files A,E**



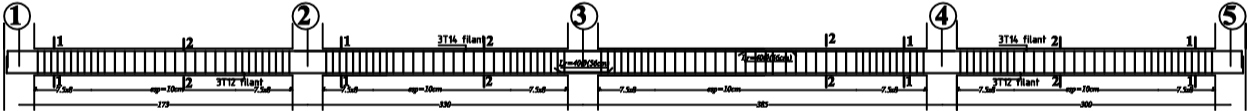
**coupe 4-4**



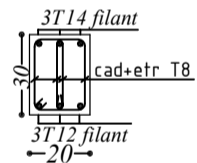
**coupe 5-5**



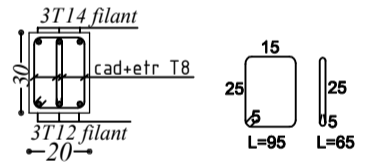
**FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES Files B,D**



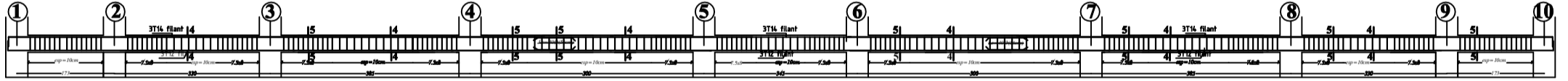
**coupe 1-1**



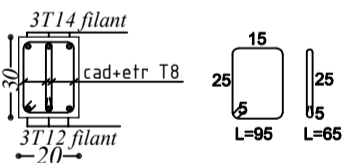
**coupe 2-2**



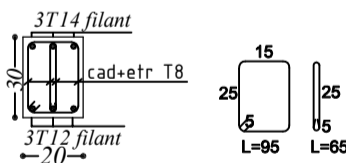
**FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES Files C**



**coupe 4-4**



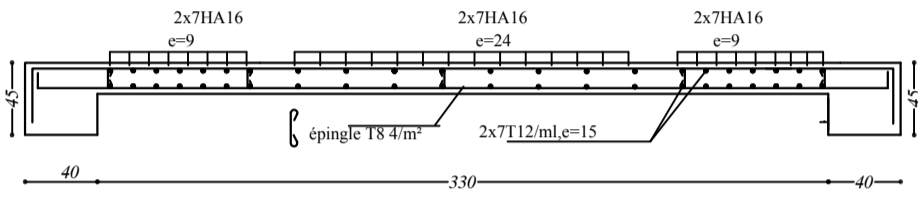
**coupe 5-5**



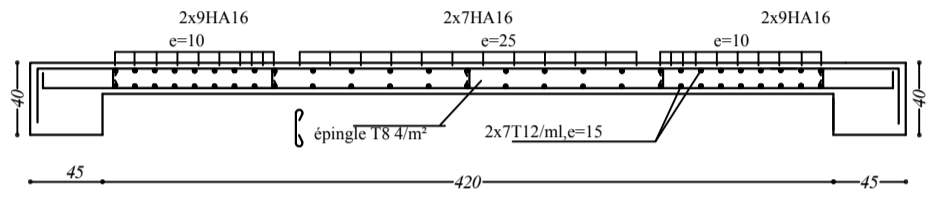
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>B.E.T</b>
Etudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de Ferrailage des poutres	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION 2017/2018

**FERRAILLAGE DES VOILES**

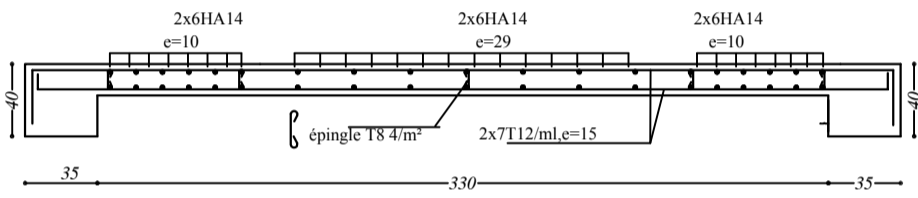
**VL1 Zone I**



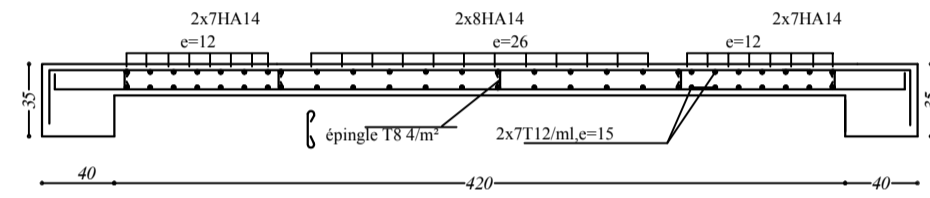
**VT1 Zone I**



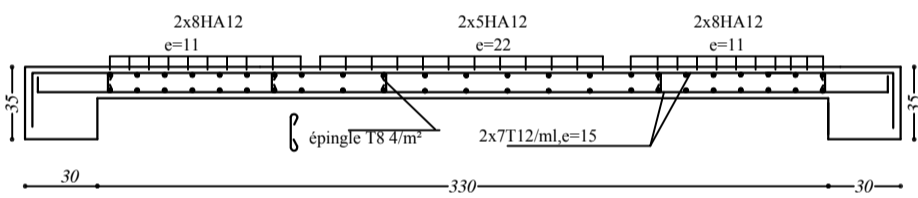
**VL1 Zone II**



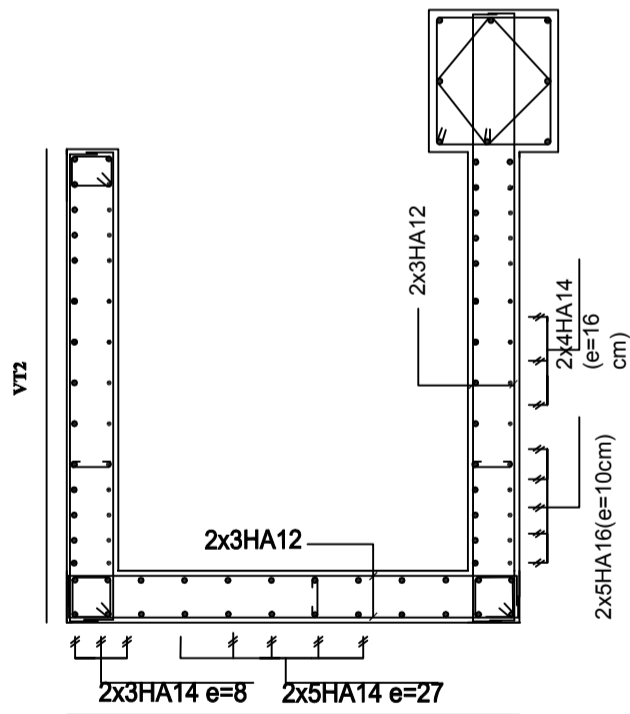
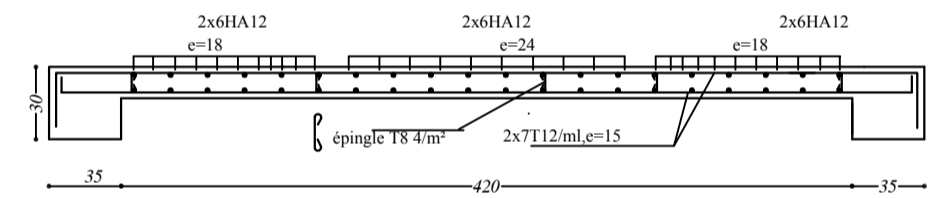
**VT1 Zone II**



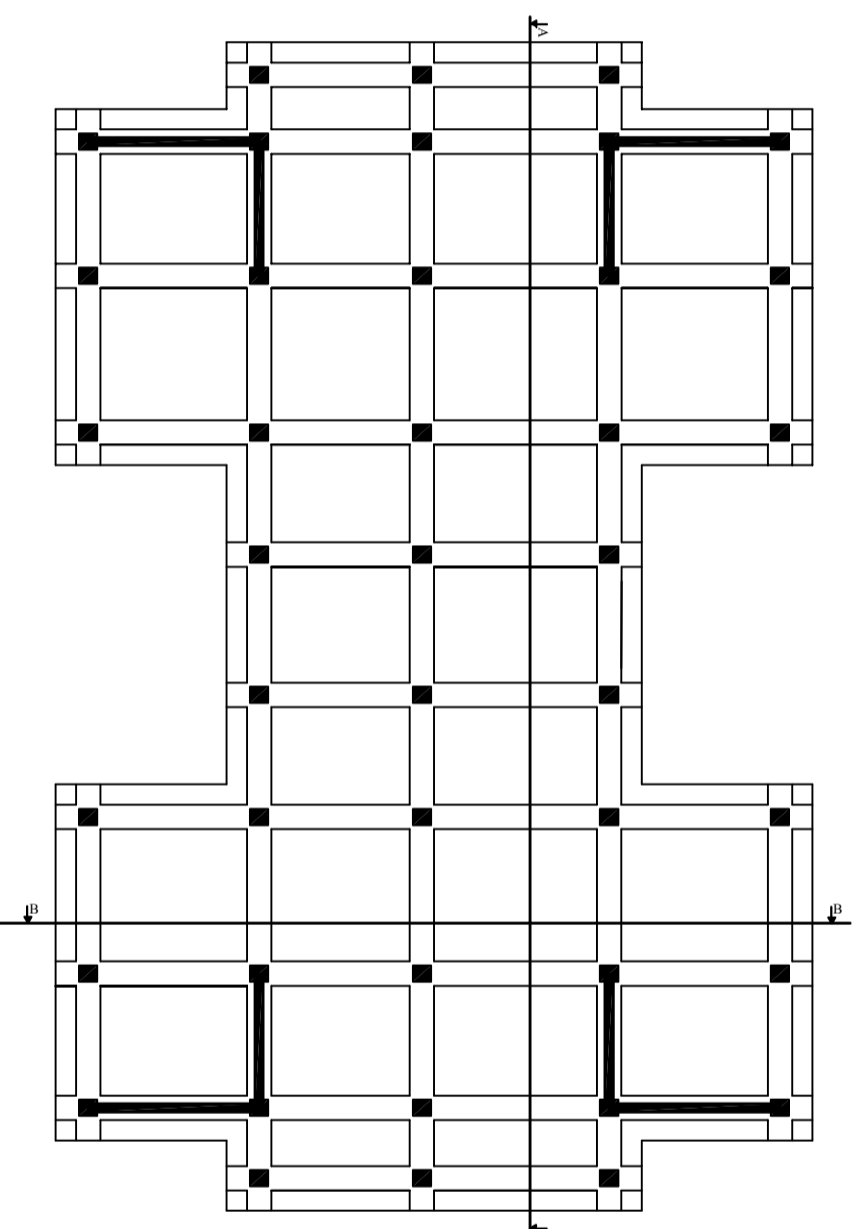
**VL1 Zone III**



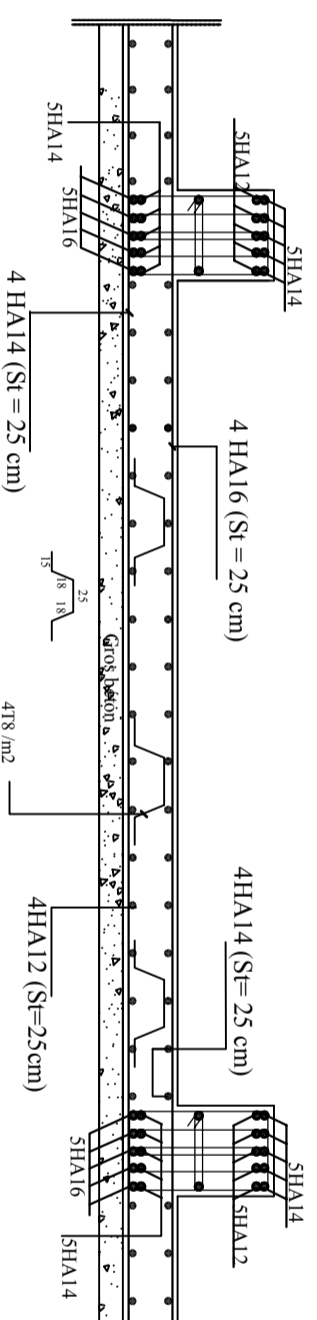
**VT1 Zone III**



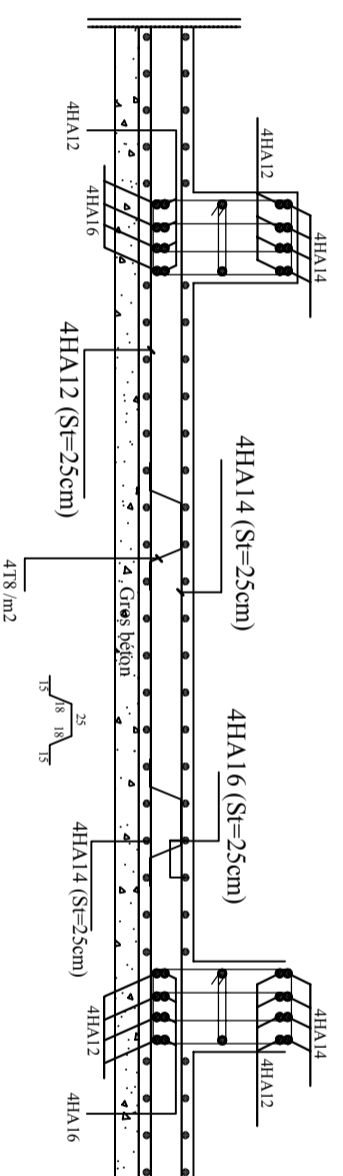
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Étudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de Ferrailage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION 2017/2018



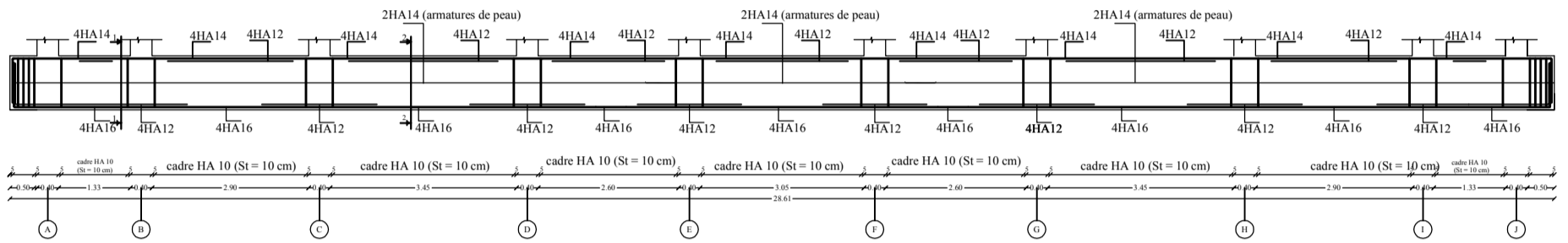
Ferrailage de la dalle sens X-X (coupe A-A)



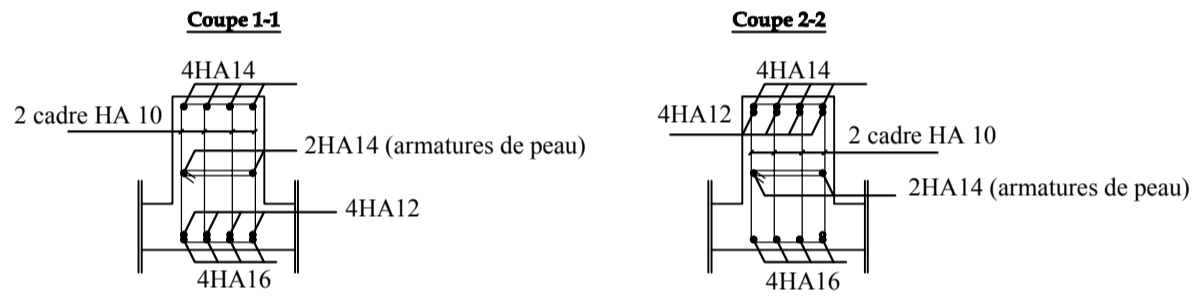
Ferrailage de la dalle sens Y-Y(coupe B-B)



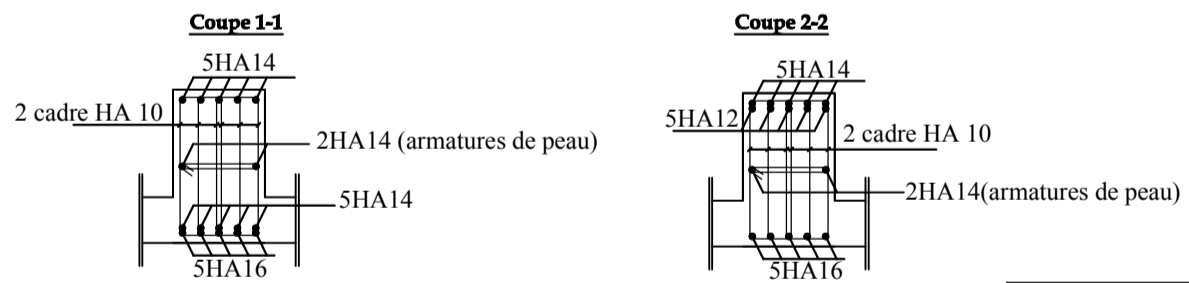
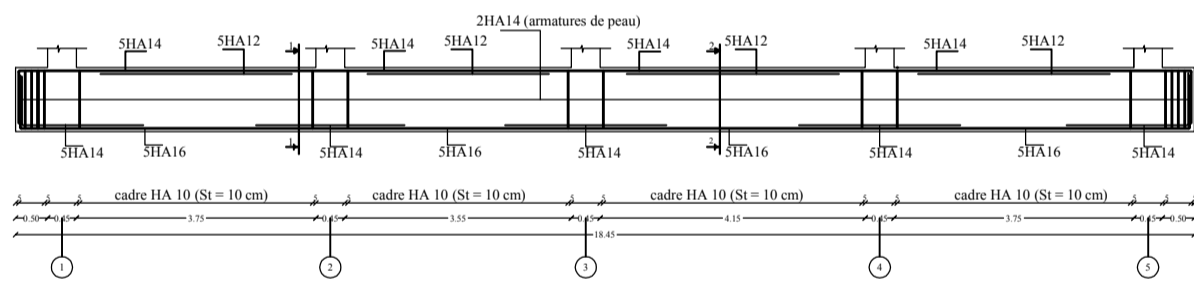
République algérienne démocratique et populaire Université Bouabd Elrahmane de Tlemcen Faculté de Technologie Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mele HENNAD Aicha Mele KHAADI Yasmina	Plan de Ferrailage de la dalle du radier	Echelle: 1/50 PROMOTION 2017/2018
Dirigé par Mme BOUZELHA Karima		



NERVURE DANS LE SENS X-X



NERVURE DANS LE SENS Y-Y



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle HENNAD Aicha Melle KHALDI Yasmina	Plan de Ferrailage de la nervure du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	PROMOTION -----