

**République Algérienne démocratique et populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**

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

### **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+11+S-Sols) à usage d'habitation, à ossature mixte, avec l'application d'ETABS.**



**Dirigé par : Mr: LOUZAI.**

**Etudié par: Melle. BEDOUHENE Kenza.**  
**Mr. BOUKHELFIOUANE Rachid.**

**Année 2016/2017.**

## **REMERCIEMENTS**

*Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr LOUZAI** pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientations durant toute l'année.*

*On remercie aussi l'ensemble du personnel du département de Génie Civil.*

*On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

*Kenza et Rachid*

# TABLE DES MATIERES

## Introduction Générale

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

I- Présentation de l'ouvrage.....	1
I-1 Introduction .....	1
I-2 Situation du projet .....	1
I-3 Caractéristiques géométriques .....	1
I-4 La réglementation utilisée .....	2
I-5 Éléments de l'ossature .....	2
II-Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	5
II-1 Le béton .....	6
II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton .....	8
II-1-2 Contraintes limites .....	9
II-2 Acier.....	14
II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier.....	15
II-2-2 Contraintes limites.....	15
III-Les hypothèses de calcul.....	20

### Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II-1 Introduction .....	21
II-2 Pré-dimensionnement des dalles .....	21
II-2-1 Dalles en corps creux .....	21
II-2-2 Dalles pleines .....	22
II-3 les poutres.....	23
II-4 Pré-dimensionnement des voiles .....	25
II-5 Les poteaux.....	27
II-5-1 Descente de charge .....	28
II-5-2 Surface d'influence.....	30
II-5-3 Loi de dégression des charges d'exploitation .....	30
II-5-4 Poids propre des poteaux.....	32
II-5-5 Vérification des règles du RPA 99 .....	34
II-5-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement .....	35

### Chapitre III :calcul des éléments

III-1 Calcul de l'acrotère .....	37
III-1-1 Détermination des sollicitations .....	37
III-1-2 Combinaison des charges .....	39
III-1-3 Ferrailage de l'acrotère .....	39
III-1-4 Vérification à l'ELS .....	43
III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme .....	44
III-2 Calcul des planchers .....	46
III-2-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression .....	47
III-2-2 Etude des poutrelles .....	48
III-2-3 Application.....	55
III-2-4 Ferrailage des poutrelles .....	58
III-2-5 Vérifications à l'ELU.....	60
III-2-6 Vérifications à l'ELS.....	61
III-3 calcul des balcons.....	66
III-3-1 Dimensionnement.....	66
III-3-2 Détermination des sollicitations.....	67
III-3-3 Ferrailage.....	68
III-3-4 Vérifications des contraintes à l'ELU.....	69
III-3-5 Vérification à l'ELS.....	70

III-4 Escaliers.....	73
III-4-1 Définition.....	73
III-4-2 Calcul de l'escalier.....	73
III-4-3 Calcul des sollicitations et des efforts internes.....	76
III-4-4 Vérifications des contraintes à l'ELU.....	81
III-4-5 Calcul à l'ELS.....	83
III-4-6 Vérification des contraintes à l'ELS.....	85
III-4-7 Calcul de la poutre palière.....	89
III-5 Salle machine.....	100
III-5 -1 Calcul de la dalle pleine .....	100
III-5 -2 Pré-dimensionnement.....	100
III-5 -3 Calcul de la section d'armature.....	103
III-5 -4 Vérifications à l'ELU .....	104
III-5 -6 Vérifications à l'ELS .....	106
<b>Chapitre IV: Etude dynamique et sismique</b>	
IV-1 Introduction.....	110
IV-2 Objectifs de l'étude dynamique .....	110
IV-3 Modélisation mathématique.....	110
IV-4. Modélisation de la structure.....	110
IV-4-1 Description du logiciel ETABS.....	110
IV-4-2 Modélisation des éléments structuraux .....	111
IV-4-3 Modélisation des masses.....	111
IV-5 Calcul dynamique du bâtiment.....	111
IV-6 Vérifications des conditions du RPA. ....	116
IV-6-1- Nombre de modes à retenir.....	116
IV-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	117
IV-6-3 Vérification des déplacements inter étages.....	120
IV-6-4-Vérification de l'effet P-Delta.....	122
IV-6-5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	123
<b>Chapitre V: Ferrailage des poutres</b>	
V-1 Introduction.....	125
V-2 Recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres.....	125
V-2-1 Armatures longitudinales.....	125
V-2-2 Armatures transversales .....	125
V-3 Sollicitations dans les poutres .....	126
V-4 Etape de calcul des armatures longitudinales.....	127
V-5 Exemple de calcul .....	128
V-6 Vérifications des conditions du RPA .....	129
V-7 Vérification à l'ELU .....	129
V-8 Vérification à l'ELS.....	131
<b>Chapitre VI: Ferrailage des poteaux</b>	
VI -1 Introduction .....	134
VI-2 Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU .....	134
VI-3 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales.....	136
VI-4 les recommandations du RPA 99 pour Armatures transversales.....	137
VI-5 Calcul à l'ELU.....	140
VI-6 Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	141
VI-7 Calcul des armatures transversales.....	142
VI-8 Vérifications à l'ELS .....	146



## **Chapitre VII: Ferrailage des voiles**

VII-1 Introduction .....	150
VII-2 Ferrailages .....	150
VII-3 Exemple de calcul de voile.....	156
VII-4 Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants .....	159

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

VIII-1 Introduction .....	163
VIII-2 Etude géotechnique du sol .....	163
VIII-3-Choix du type de fondation.....	163
VIII-3-1 Semelles isolées sous poteaux .....	163
VIII-3-2 Semelles filantes .....	164
VIII-4 Etude du radier général .....	167
VIII-4-1 Pré dimensionnement du radier .....	167
VIII-4-2 détermination des sollicitations .....	169
VIII-4-3 Détermination de la surface du radier .....	169
VIII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier .....	170
VIII-4-5 Vérification .....	170
VIII-4-6 Ferrailage du radier .....	175
VIII-4-7 Calcul à l'ELU.....	176
VIII-4-8 Calcul à l'ELS .....	179
VIII-5 Ferrailage du débord .....	180
VIII-6-Calcul des nervures.....	182
VIII-6-1 Sens longitudinal .....	183
VIII-6-2 Sens transversal .....	186

<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>191</b>
---------------------------------	------------

<b>Bibliographie.....</b>	<b>192</b>
---------------------------	------------

# Introduction Générale

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception ; de la réalisation; de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines.

L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

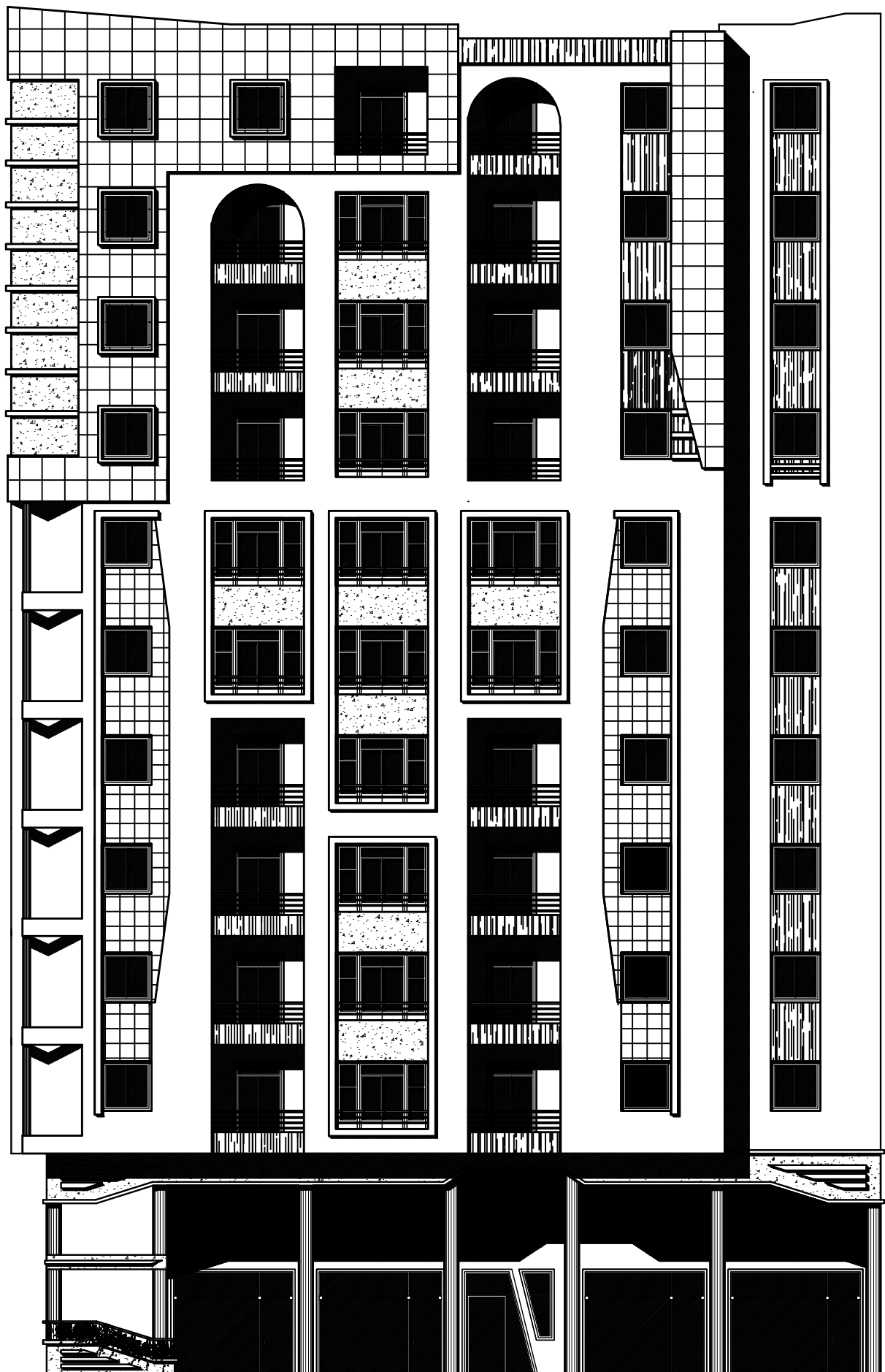
- La superstructure (partie hors terre)
- L'infrastructure (partie enterrée).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, planchers ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Etant donnée que le calcul manuel de ces éléments est longue et difficile, mais il existe des logiciels tels que ETABS ; permettant non seulement d'aboutir a des résultats satisfaisants mais aussi de réduire considérablement le temps de travail.

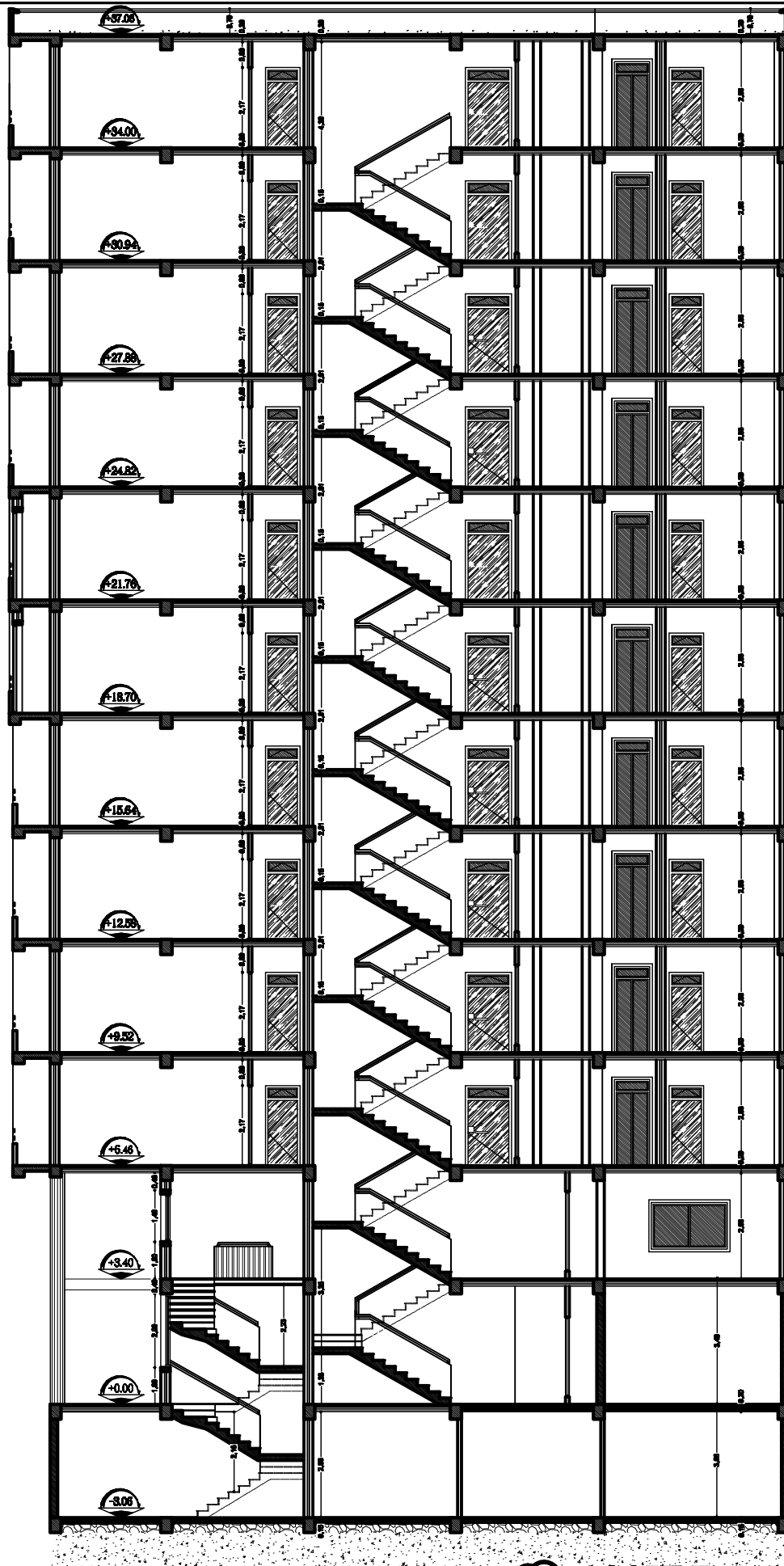
La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel l'ouvrage est implanté.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un sous-sol, un RDC et 11<sup>ème</sup> étages à contreventement mixte a usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETABS (version9.6) efficace dans la modélisation des structures a plusieurs étages. Il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. Après les calculs, on passe aux ferraillements des éléments.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution et de ferrailage des différents éléments de la construction.



 **FAÇADE PRINCIPALE**



**COUPE AA**

# Chapitre I

## Présentation et description de l'ouvrage

**I-1 Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur total du bâtiment).
- les éléments constructifs (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

**I-2 Situation du projet:**

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment R+11 à usage d'habitation et commerce avec étage de services. Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage2) ; implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou . Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne Sismicité (zone IIb).

La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est  $\delta_{sol} = 2$  bars.

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

Cet ouvrage est composé :

- Dix étages courants à usage d'habitation.
- Un étage de services.
- Un sous-sol.
- Un RDC à usage commerciale.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

**I-3 Caractéristiques géométriques :**

Notre bâtiment a pour dimensions :

- **En plan :**

Longueur totale du bâtiment  $L = 24,50$  m

Largeur totale du bâtiment  $L = 21,10$  m

- **En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment

Avec acrotère :  $H = 40,95$  m

Sans acrotère :  $H = 40,25$  m

Hauteur du sous -sol :  $H_{\text{sous-sol}} = 3,06 \text{ m}$

Hauteur du RDC :  $H_{\text{RDC}} = 3,40 \text{ m}$

Hauteur de l'étage courant :  $H_{\text{étage courant}} = 3,06 \text{ m}$

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

#### **I-4 La réglementation utilisée :**

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifier 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul d'ouvrages et des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifier 99**).
- Charge et surcharge d'exploitation (**DTR-BC-22**).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).

#### **I-5 Éléments de l'ossature :**

##### **I-5-1 Ossature :**

Notre bâtiment est à ossature mixte, elle est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) afin de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage en reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séisme, vent ... etc.)

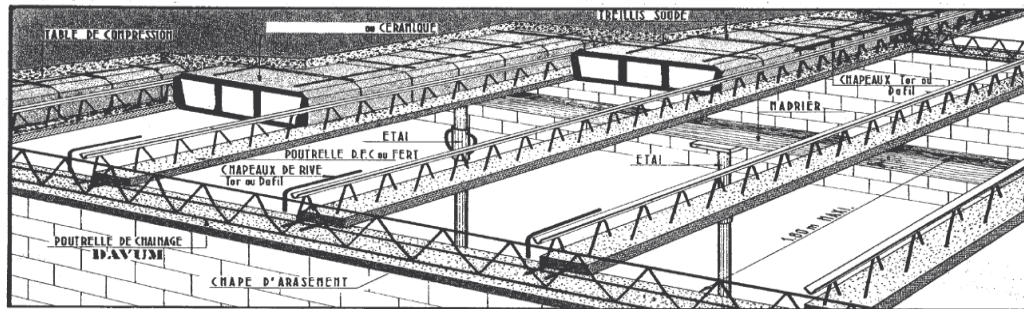
**Portiques :** les portiques sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

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

##### **I-5-2 Planchers :**

Ce sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales.

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voiles)
- **Fonction d'isolation :** les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages .Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutres préfabriquées.



**Figure I-1:** les planchers.

Nous avons deux types de planchers :

❖ **Planchers en corps creux :**

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

❖ **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine (cage d'ascenseur), et les balcons.

### I-5-3 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

- ❖ **Murs extérieurs :** Les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons de deux briques creuses de 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et de 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
- ❖ **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.



**Figure I-2 :** les briques.



**I-5-4 Les revêtements :**

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Mortier de pose.

**I-5-5 L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de la machinerie.

**I-5-6 Escalier :**

L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et de contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

**I-5-7 Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 30 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

**I-5-8 Les voiles de contreventements:**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

**I-5-9 Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi- profondes.

**Remarque:**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détaillée sur le sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Veut qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site dense d'une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

**I-5-10 Le système de coffrage :**

Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir un matériau de construction (béton) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement.

Les coffrages auxquels on a opté sont :

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques car en effet ; le coffrage en bois du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, il présente de nombreux avantages dont la facilité d'exécution.
- Un coffrage métallique pour les voiles ; ils permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton en plus de leurs possibilités de réemploi sont appréciables et que l'acier donne au béton une surface lisse.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est coûteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

**II- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences des règlements suivants :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), comme annonce l'article 1-1 de ce dernier :

« Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. »

- Le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99) tel décrit l'article A-1-1 du BAEL.

« Les règles BAEL 91 modifiées 99 sont applicables à tous les ouvrages en béton armé, dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à  $300 \text{ Kg/m}^3$  de béton mis en œuvre. »

**II-1 Le béton :**

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. C'est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage en proportion bien déterminées, fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Il peut être utilisé en grand masse mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé ». Car en générale, seul il résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et de l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg /m<sup>3</sup> de ciment Portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m<sup>3</sup>) de béton est composé de :

- Sable ..... 400 l.
- Gravillon..... 800 l.
- Ciment ..... 350 l.
- Eau..... 175 l.

**a) Ciment:**

C'est un liant hydraulique qui sous l'aspect d'une poudre fine forme une pâte au contact de l'eau et durcit en séchant. Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**b) Granulats :**

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton.

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 8$ ) mm
- Graviers de dimension ( $8 \leq D_g \leq 25$ ) mm

**c) Eau de gâchage:**

L'eau employée pour le béton et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton.

Donc elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

**d) les adjuvants :**

Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (4 à 5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple : les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air etc.....

**❖ Dosage du béton :**

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau ...etc.) de ce dernier afin d'obtenir les mécaniques et de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulations sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams et bien d'autres encore.

- ✓ Le béton que nous allons mettre en œuvre sera confectionné suivant une étude de composition de béton réalisée par un laboratoire agréé en utilisant des matériaux locaux. Cette composition est accompagnée par des essais de compression établis afin de connaître la résistance à la compression.

### II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

#### ❖ Résistance du béton à la compression $f_{cj}$ :

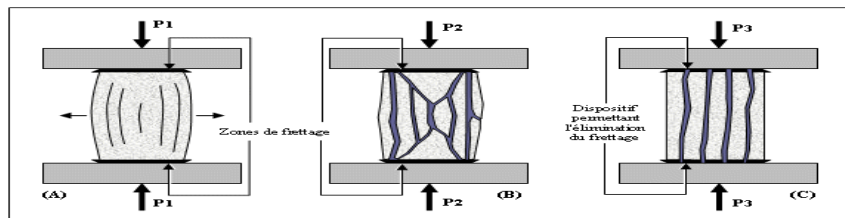
La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours qui est mesurée en plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de diamètre 16 cm et une hauteur  $h = 32$  cm.

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, elle est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de diamètre 16cm et d' hauteur  $h = 32$  cm, par écrasement en appliquant une compression axiale.

Elle est définie suivant le dosage du ciment ( $\text{Kg/m}^3$ ). Pour un dosage courant de 350  $\text{Kg/m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

Dès que les « n » essais sont établis sur les éprouvettes, on passe au calcul statique de la moyenne donnée à la résistance de ces dernières à la compression par la formule suivante :

$$f_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$



**Figure I-4 :** Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes.

- On calcule ensuite l'écart type :  $s = \sqrt{\frac{\sum (f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$
- Le coefficient de variabilité :  $V(\%) = \frac{s}{f_{moy}} \cdot 100$
- A la fin, on calcule la résistance caractéristique du béton :  $f_{cj} = f_m - k \cdot s$

K : coefficient qui dépend de la variabilité, dans notre cas on prend :  $K=1,64$  .

- ✓ Pour notre cas, on opte pour un béton de classe C25 (un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325) c'est -à-dire dont la résistance mécanique à 28 jours est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

La résistance du béton à la compression est donnée par les formules suivantes :

— Pour  $j < 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{24,76+0,83j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa .}$$

- Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$  . (Art. A.2 .1.11 BAEL91modifié 99)

#### ❖ Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation:  $f_{tj} = 0,6+0,06.f_{cj}$  (MPa). (Art .A.2 .1.12 BAEL 91modifié 99).

Elle est définie par  $f_{t28}$ , et peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

- ✓ Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

#### II-1-2 Contraintes limites:

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0,00

#### A-contrainte de compression :

##### ❖ Les états limites:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

En limitant les contraintes à  $\gamma_b$  (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

#### A-Etat limite ultime(ELU):

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non –renversement; basculement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\delta_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ (Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)}$$

Avec :

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

$f_b$  : Contrainte ultime du béton en compression

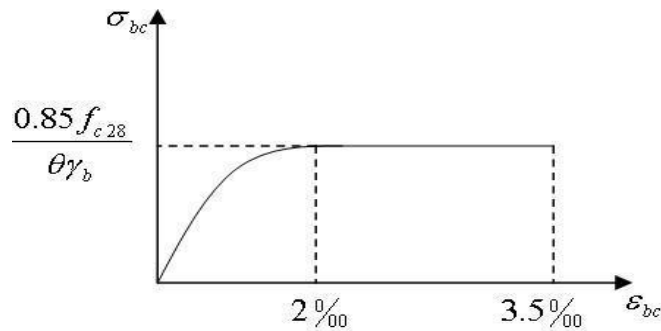
$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $\gamma_b = 1,5$  sollicitations durables
- $\gamma_b = 1,15$  sollicitations accidentelles

$\theta$ : coefficient dépendant de la durée d'application(t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 \text{ si } t \geq 24h \\ \theta &= 0,9 \text{ si } 1h < t < 24h \\ \theta &= 0,85 \text{ si } t \leq 1h \end{aligned}$$

La relation contrainte- déformation est illustrée dans la figure suivante :



**Figure I- 5:** Diagramme -parabole rectangle des Contraintes- Déformations du béton a l'ELU.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned}
 * \quad \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{‰} \\
 * \quad \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min } 4,5; 0,025 f_{cj} \text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle  $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$  (état plastique).

#### **B-Etat limite de service (ELS) (BAEL91/Art4.2) :**

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation admissible des éléments de construction (flèche excessive) .
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte limite de service du béton en compression est donnée par la formule:

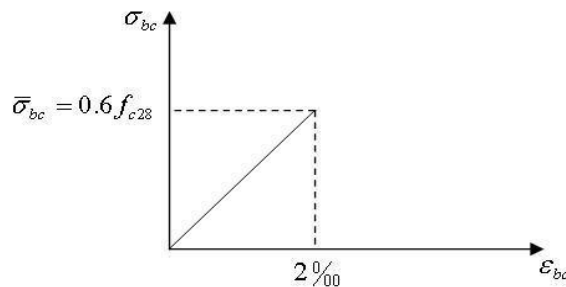
$$\delta_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

✓ Pour notre cas, on a :  $\delta_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Elle est limitée par :  $\delta_{bc} \leq \delta_{bc}$



Le béton est considéré comme élastique linéaire .la relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :



**Figure I-6:** Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

### C-Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1BAEL.91/modifié 99):

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$v_u$  = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  =largeur de l'âme.

$d$  =hauteur utile de la poutre ( $d=h-c$ ).

$d=0,9$  : position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

— la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).

$$\zeta_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

— Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\zeta_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right)$$

### D-Module d'élasticité du béton E :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantanée (Art A-2.1, 21BAEL91):**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

✓ Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$   $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22BAEL91):**

Sous les contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, il permet de calculer la déformation finale du béton est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$F_{cj}$  : la résistance du béton à la compression à (j) jours.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.}$$

✓ Dans notre cas pour j = 28 jours donc  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  .

$$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} .$$

- **Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3.BAEL99.modifié 99):**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson

**E-Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99):**

Le coefficient de poisson( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :  $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**Retrait :**

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.

**Fluage:**

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

**❖ Poids volumique du béton :**

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**II-2Acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et ce distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)** : feE215 et fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)** : fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500MPa respectivement.

- **Treillis soudés** : Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. les espacements entre axes sont égaux.

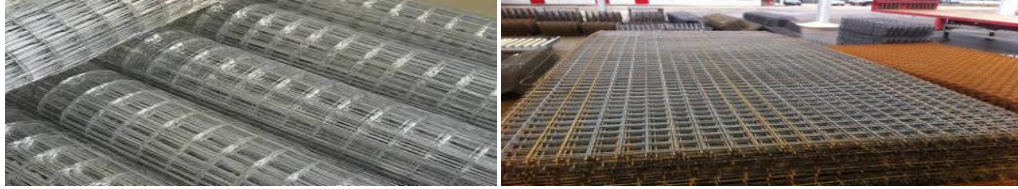


Figure I-7: Treillis soudés

### II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier:

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (% . .)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	520	550	8	1,3	1

Tableau 1: Caractéristiques des aciers utilisés.

#### ➤ Module de déformation longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E = 2 \cdot 10^5 \quad (\text{MPa})$$

### II-2-2 Contraintes limites (Art A.4.3.1, BAEL91.modifié99):

#### a-Etat limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leur limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Art A.2.1.2, BAEL91 modifier 99)}$$

Avec :

$\delta_{st}$  : la contrainte d'acier à l'ELU.

$f_e$  : contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1$  cas des situations accidentelles.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$  cas des situations durables ou transitoires.

#### (A.4.3.2. BAEL91 modifier 99)

##### ❖ Diagramme contrainte-déformation :

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

Le diagramme contrainte-déformation est illustré par la figure ci-dessous :

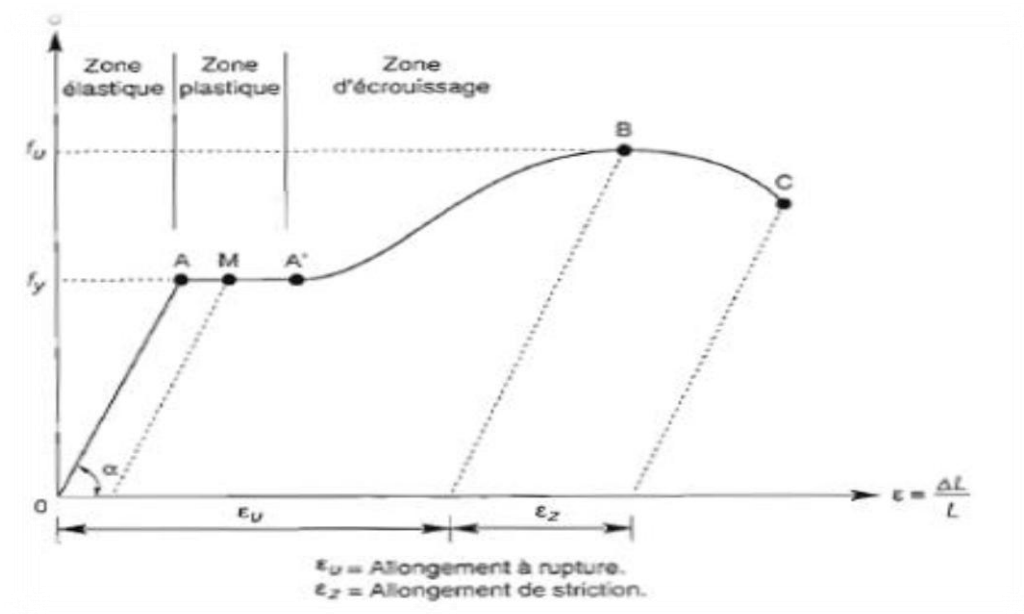


Figure I-8: Diagramme contrainte-déformation.

$f_u = f_r$ : Résistance à la rupture.

$f_e$ : Limite d'élasticité.

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

$\epsilon_r$ : Allongement à la rupture.

Ce diagramme se compose de 4 phases :

- **Phase OA** : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est le domaine élastique linéaire, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ( $\Delta L/L=0$ ).
- **Phase AA'** : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est le domaine plastique. A partir de A (par exemple, en M), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM', parallèle à OA, et la pièce conserve un allongement rémanent OM'.
- **Phase A'B** : La charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B, c'est le domaine de raffermissement.
- **Phase BC** : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

Ce diagramme permet de mesurer

- La limite d'élasticité  $f_y$ , qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents (palier élastique), et qui correspondent sensiblement au seuil à partir duquel il n'y a plus de proportionnalité entre la contrainte et l'allongement, c'est-à-dire le point A. Conventionnellement, la limite d'élasticité  $f_y$ , est définie comme la contrainte correspondant à un allongement rémanent de 0,2%.
- La contrainte de rupture à la traction  $f_u$ , qui correspond au point B.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s$  :

$$E_s = \tan \alpha = \frac{\sigma}{\Delta L / L} = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}.$$

Ou :  $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ bar}$  avec un coefficient de poisson  $\nu = 0,3$

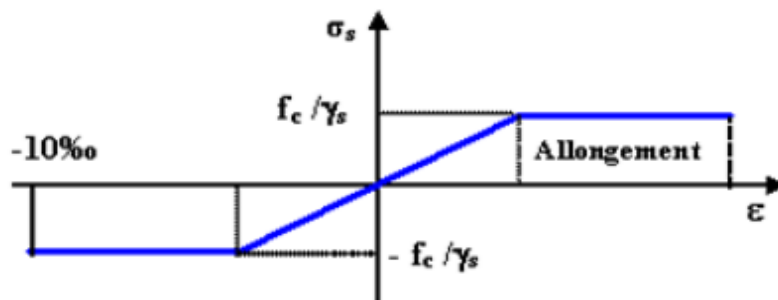
- L'allongement à la rupture  $A_R$ , l'allongement de striction  $A_z$  et donc l'allongement total.

- Le module d'élasticité transversal de l'acier  $G$  :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 84\,000 \text{ MPa}.$$

#### ❖ Diagramme contrainte- déformation de calcul:

Pour les états limites ultime les contraintes de calcul  $\delta$  s sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\xi$ ) de l'acier définie par le diagramme contrainte-déformation de la figure suivante :



**Fig I-9:** Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée  $\frac{f_e}{\gamma_s}$ .

#### **b-Etat limite de service (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures pour limiter l'importance de l'ouverture des celles-ci (risque de corrosion des armatures), on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable ou nuisible (Art. A.4.5.32, BAEL91):**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33, BAEL91):**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Dans ce cas la contrainte dans l'acier est limitée :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \overline{\eta f_{tj}})$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.34, BAEL91):**

les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite. Il faut vérifier. Il faut vérifier dans ce cas que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \overline{\eta f_{tj}})$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi > 6\text{mm}$ ) (HA).

### C-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limites de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présentée ci-après :

- **Fissuration peu nuisible :**  $\zeta_u \leq \min(0,2 f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa})$ .

- **Fissuration préjudiciable :**  $\zeta_u \leq \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4\text{MPa})$ .

### B- Protection d'armatures (Art. A.7.2.4, BAEL 91/modifié 99) :

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

- $c \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.



- $c \geq 3\text{cm}$  : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**II Les hypothèses de calcul:**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456,595 \text{ Mpa}$ .

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « FeE400 » H.A en *MPa*.
- transversales : on a choisi le : « FeE235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « Fe E500 » H.A en *MPa*.

**Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :**

- Module d'élasticité :  $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPA}$ .
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99).

La masse volumique du béton est de :  $\rho = 2500 \text{ Kg/ cm}^3$ .

# Chapitre II

## Pré-dimensionnement des éléments

### II-1 Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

### II-2 Pré-dimensionnement des dalles :

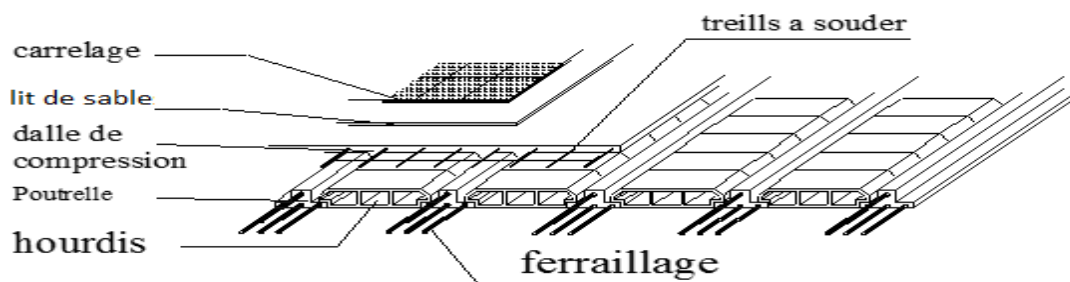
Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

#### II-2-1 Dalles en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :



**Figure II.1:** Dalle en corps creux.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

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

Avec:

ht: épaisseur du plancher.

$L_{\max}$ : La portée entre nus d'appuis des poutres principales. L

le RPA exige min  $b=30$  cm en zone II<sub>b</sub> RPA(A.7.4,1)

On prend  $b = 30$  cm

$L_{\max}=440-30=410$ cm.

$ht \geq \frac{410}{22,5} = 18.22$  cm.

✓ **Choix final :**

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux =16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

## II-2-2 Dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, et qui peuvent reposer sur deux, trois, ou quatre appuis .le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères:

### a. Résistance à la flexion:

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante  $e_p \geq L_0 / 10$

Avec  $L_0$  : portée libre.

Dans notre cas:

$$L_0=110 \text{ cm. Donc } e_p \geq 110 / 10 \quad e_p \geq 11 \text{ cm.}$$

### b. Résistance au feu :

$e = 07$ cm : pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11$ cm : pour deux (02) heures de coup de feu.

$e=15$  cm : pour quatre (03) heures de coup de feu .

**c. Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm**

( $e \geq 16 \text{ cm}$ ).

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot E_p \geq 350 \text{ Kg/m}^3 \quad \Longrightarrow \quad E_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}}$$

$$E_p \geq 14 \text{ cm}$$

✓ on opte pour une épaisseur de dalle pleine de 15 cm.

**II-3 les poutres:**

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Pré-dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

**\*Selon les règles BAEL 91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules :

- **Hauteur h :** D'après les règles de CBA 93 on a :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes:

- \* Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$ .

\* Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$ .

\*  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

On a deux types de poutres :

### ▪ Les poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles .Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

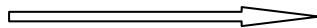
On a:

\* **Hauteur h :**

$$L=500-30=470 \text{ cm.}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

$$31.33 \leq h \leq 47$$

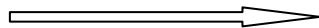


$$h = 45 \text{ cm.}$$

\* **Largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$



$$b = 30 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre principale est PP(30\*45) cm<sup>2</sup>.

### ▪ Les poutres secondaires:

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assure le chainage. Elles reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

On a:

\* **Hauteur h :**

$$L=500-30= 470 \text{ cm.}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

$$31.3 \leq h \leq 47 \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm.}$$

\* **Largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad b = 25 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre secondaire est PS (25\*40)cm<sup>2</sup>.

➤ Vérification des conditions du RPA:

\* Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm.}$

\* Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm.}$

\*  $h/b \leq 4.$

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45	40	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,5	1,6	Vérifiée

✓ les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (30\*45)cm<sup>2</sup>.
- Les poutres secondaires (25\*40)cm<sup>2</sup>.

#### II-4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place . Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Leur pré-dimensionnement est effectué d'après RPA 2003 (Art 7-7-1 du RPA99).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

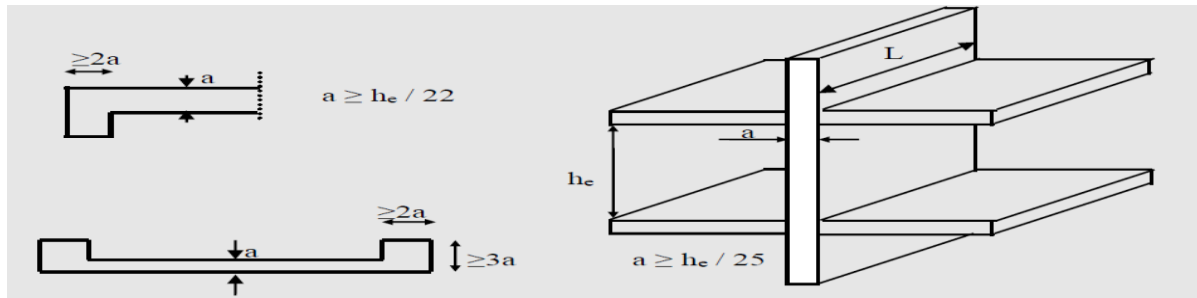


Figure II.4: Coupe du voile.

\* **L'épaisseur :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, elle est déterminée selon la hauteur libre d'étage  $h_e$ .

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec:  $h_e = h - e_p$   $h$ : hauteur de l'étage.

$e_p$ : épaisseur du plancher.

$$h_e (\text{RDC}) = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$a \geq 320/20 = 16 \text{ cm}$$

\* **Conditions de rigidité aux extrémités:**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme précise aussi l'article 7.7.1 du RPA99 modifiée en 2003. Dans notre cas, on a aux deux extrémités du voile deux raidisseurs donc:

$$a \geq \frac{h_e}{25} \quad a \geq 320/25 = 12,80 \text{ cm}$$

✓ on opte pour:  $a = 20 \text{ cm}$ .

\* **La longueur:**

Pour que le voile puisse être considéré comme tel la condition suivante doit être vérifiée c'est à dire: sa longueur  $L_{\min}$  doit être au moins égal à quatre fois son épaisseur ( $a$ ).

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec :  $L_{\min}$  : Longueur du voile



a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm.

$$L_{\min} = 300 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les voiles que comportera notre structure seront de 20 cm.

### **II-5 Les poteaux:**

Le pré-dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA.2003.

D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Le poids propre des poutres qu'il supporte.

On procède à une descente de charge pour le poteau et on détermine l'effort  $N_s$ :

$$N_s = G + Q$$

$N_s$  : Effort repris par le poteau.

$G$  : Charge permanente

$Q$  : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante :  $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal. On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

$\sigma_{bc}$  : la contrainte de compression admissible du béton, prise égale à :  $\sigma_{bc} = 0,6$

$f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

II-5-1 Descente de charge :

a - Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes:

❖ Plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	17.00	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Isolation thermique(liège)	5	4.00	0.20
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
<b>G totale</b>				<b>5.72</b>

❖ Plancher étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22.00	0.44
2	Mortier de pose	3	20.00	0.60
3	Couche de sable	3	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux	16+4	14.00	2.80
5	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9.00	0.90
<b>G totale</b>				<b>5.60</b>

❖ Murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	2	18.00	0.36
2	Brigue creuse	15	9.00	1.35
3	Brigue creuse	10	9.00	0.90
4	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
<b>G totale</b>				<b>2.81</b>

❖ Murs intérieurs:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	2	18.00	0.36
2	Brigue creuse	10	9.00	0.90
3	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
<b>G totale</b>				<b>1.46</b>

### Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

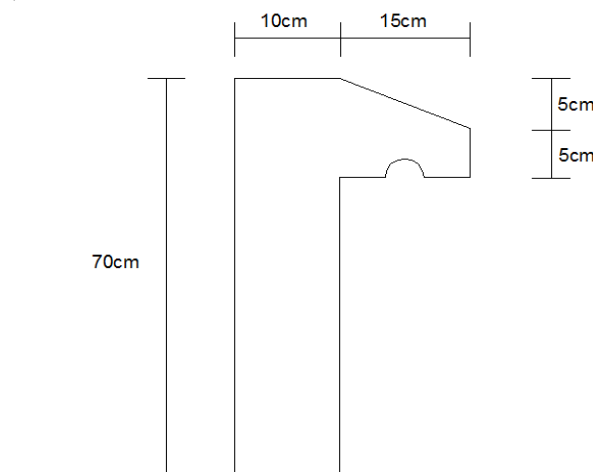
### ❖ L'ascenseur :

$$G = 10 \text{ kN/m}^2.$$

### ❖ Acrotère :

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.7) = 0.08125 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.08125 \times 25 = 2.03125 \text{ kN/ml.}$$



**Figure II-5-1 : Dimension de l'acrotère.**

### b - Surcharges d'exploitation :

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

Elément	Surcharge $\text{kN/m}^2$
Plancher -terrasse	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage de services	2.5
Plancher RDC	2.5
Dalle pleine	1.5
Escalier	4
Palier	2.5
Volée	2.5

Balcon	3.5
Ascenseur	8
Acrotère	1
Dalle flottante	2.5

### II-5-2 Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (E) et (5) comme le montre la figure suivante :

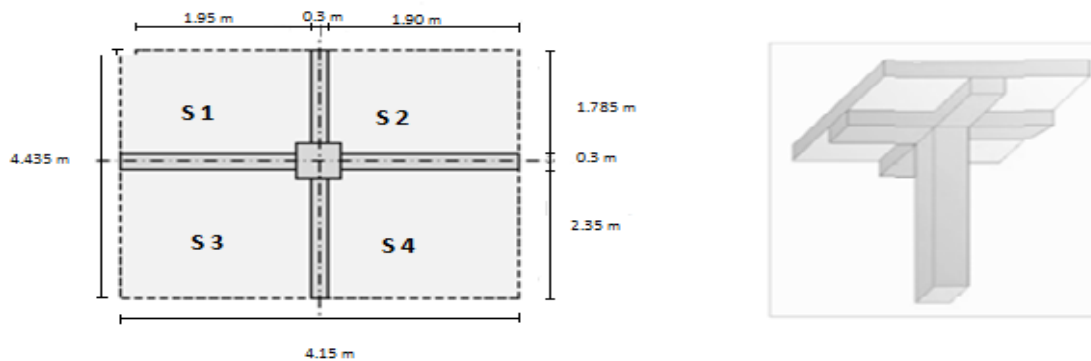


Figure II-5-2: Section du poteau le plus sollicité E5

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

$$S_1 = 3,48075 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,3915 \text{ m}^2 ; S_3 = 4,5825 \text{ m}^2 ; S_4 = 4,465 \text{ m}^2 .$$

$$\text{Donc : } S = 15,91975 \text{ m}^2 . \quad \text{on prend } S = 15,92 \text{ m}^2$$

S: surface supporté par le poteau le plus sollicité.

- **Poids revenant à chaque plancher :**

- plancher terrasse :  $G_{pt} = 5,72 \times 15,92 = 91,0624 \text{ kN}$
- Plancher étage courant :  $G_{ec} = 5,60 \times 15,92 = 89,152 \text{ kN}$

- **Poids revenant à chaque poutre :**

- poutre principales :  $G_{pp} = (0,3 \times 0,45) \times 25 \times 4,135 = 13,955625 \text{ kN}$
- poutre secondaire :  $G_{ps} = (0,3 \times 0,40) \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN}$

Donc le poids propre total des poutres est :  $P = 13,955625 + 11,55 = 25,505625 \text{ kN}$ .

### II-5-3 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles du BAEL 91 nous impose l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les divers

occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est :  $\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$ .

$Q_0$  : surcharges d'exploitation de la terrasse.

$Q_i$  : surcharges d'exploitation de l'étage  $i$ .

$n$  : nombre d'étage du haut vers le bas, pour  $n \geq 5$ .

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688

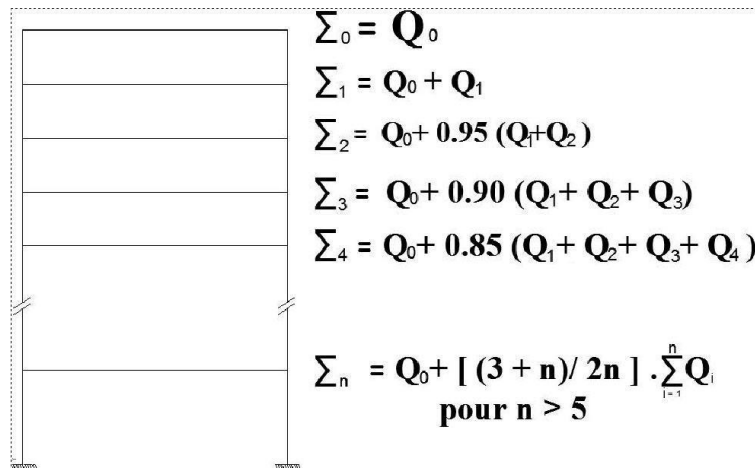


Figure II-5-3: Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

$$Q_0 = 1,00 \times 15,92 = 15,92 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 15,92 = 23,88 \text{ KN.}$$

$$Q_{11} = 2,5 \times 15,92 = 39,80 \text{ KN.}$$

$$Q_{12} = 4 \times 15,92 = 63,68 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$11^{\text{eme}} \quad Q_0 = 15,92 \text{ KN}$$

$$10^{\text{eme}} \quad Q_0 + Q_1 = 39,80 \text{ KN.}$$

$$9^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 61,292 \text{ KN.}$$

$$8^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 80,396 \text{ KN.}$$

$$7^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0,875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 99,50 \text{ KN.}$$

6 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 111,44 \text{ KN.}$
5 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 123,38 \text{ KN.}$
4 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 135,272 \text{ KN.}$
3 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 207,647 \text{ KN.}$
2 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 159,271 \text{ KN.}$
1 <sup>eme</sup>	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 171,14 \text{ KN.}$
RDC	$Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 193,109 \text{ KN.}$
SS	$Q_0 + 0,625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 229,845 \text{ KN.}$

#### II-5-4 Poids propre des poteaux :

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

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Min}(b,h) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone II}_b \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

- Poids des poteaux du sous sol :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux du RDC :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,40 = 7,65 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux des étages courants :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$$

- **Tableau récapitulatif de la descente de charge :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

KN										Cm <sup>2</sup>	
Niveau	plancher	poutre	poteau	G	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q	S trouvée	S adoptée	
11	91,062	25,505	6,885	123,45	123,45	15,92	15,92	139,37	92,91	35*35	
10	89,152	25,505	6,885	121,54	244,994	39,80	55,72	300,714	200,47	35*35	
9	89,152	25,505	6,885	121,54	366,536	61,292	117,01	483,546	322,36	35*35	
8	89,152	25,505	6,885	121,54	488,078	80,396	197,40	685,478	456,98	40*40	
7	89,152	25,505	6,885	121,54	609,62	99,50	296,90	906,52	604,34	40*40	
6	89,152	25,505	6,885	121,54	731,162	111,44	408,34	1139,502	759,66	40*40	
5	89,152	25,505	6,885	121,54	852,704	123,38	531,72	1384,424	922,94	45*45	
4	89,152	25,505	6,885	121,54	974,246	135,27	667	1641,246	1094,16	45*45	
3	89,152	25,505	6,885	121,54	1095,78	207,64	874,64	1970,42	1313,61	45*45	
2	89,152	25,505	6,885	121,54	1217,33	159,27	1033,9	2251,23	1500,82	50*50	
1	89,152	25,505	6,885	121,54	1338,87	171,14	1205,04	2543,91	1695,94	50*50	
RDC	89,152	25,505	7,650	122,307	1461,179	193,109	1398,16	2859,339	1906,226	55*55	
SS	89,152	25,50	6,885	121,54	1582,72	229,84	1628,01	3210,73	2140,48	55*55	

### II-5-5 Vérification des règles du RPA 99 (modifié et complété en 2003) :

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

$$\begin{aligned} \min(b, h) &\geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) &\geq h_e/20 \\ 0,25 &\leq b/h \leq 4 \end{aligned} \quad \text{en zone II}_b \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec:  $b$  et  $h$  : dimensions des poteaux

Donc :  $\min(b, h) = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .

- **Poteaux de sous-sol : (50\*50)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 15,3 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 55 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}.$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du RDC : (50\*50)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 340 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 17 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 55 \text{ cm} > 17 \text{ cm}.$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> : (50\*50)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 15,3 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 50 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}.$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 3<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> : (45\*45)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 15,3 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}.$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 6<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> : (40\*40)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 15,3 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 40 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}.$$



$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4 .$$

- **Poteaux du 9<sup>er</sup> au 11<sup>eme</sup>:( 35\*35)**

la hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_e/20 = 15,3 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b,h) = 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} .$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4 .$$

### Conclusion :

Les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA 99 (sections des poteaux admissibles).

### II.5.6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50 .$$

Avec :  $\lambda$  : élancement du poteau .

$$L_f : 0,7 l_0 .$$

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B: \text{section transversale du poteau } B=b^2 .$$

$$I: \text{Moment d'inertie du poteau } I= bh^3/12 .$$

On simplifiant la formule, on aura :  $\lambda = 2,4248 . l_0/b$

Avec la formule donnée ci dessus; on vérifie les poteaux du RDC qui ont la plus grande hauteur, aussi ceux du dernier étage ayant la plus petite dimension.

- **Poteaux du sous-sol:**

$$l_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm} , b = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 11,50 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$$

- **Poteaux du RDC:**

$$l_0 = 340 - 45 = 295 \text{ cm} , b = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 11,50 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$$

- **Poteaux du 1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup>:**

$$l_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm} , b = 50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 12,65 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$$

- **Poteaux du 3<sup>er</sup> au 5<sup>eme</sup>:**

$$l_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm} , b = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 14,06 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$$

- **Poteaux du 6<sup>er</sup> au 8<sup>eme</sup>:**

$$l_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm} , b = 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 15,82 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$$

- **Poteaux du 9<sup>er</sup> au 11<sup>eme</sup> :**

$$l_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 18.08 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

**Conclusion :**

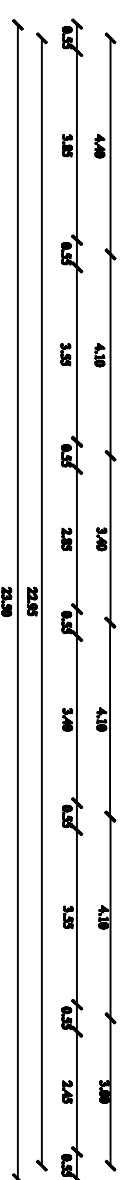
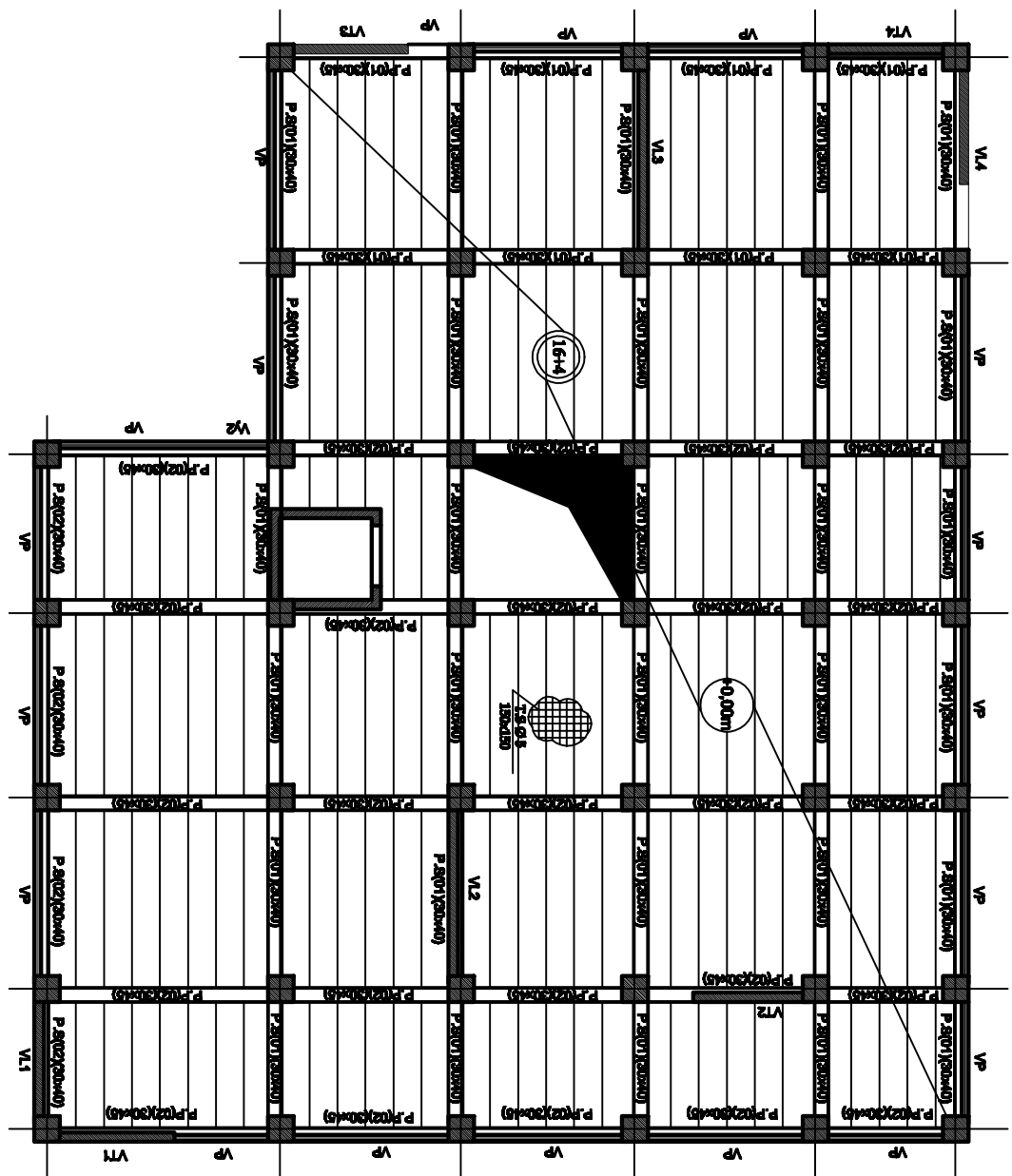
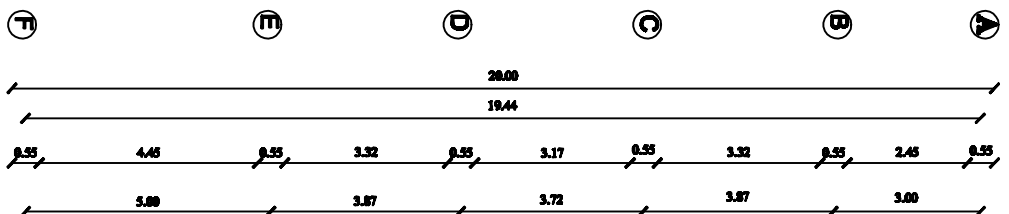
La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**Conclusion du chapitre :**

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suite :

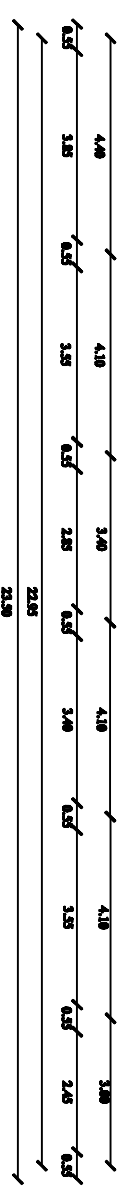
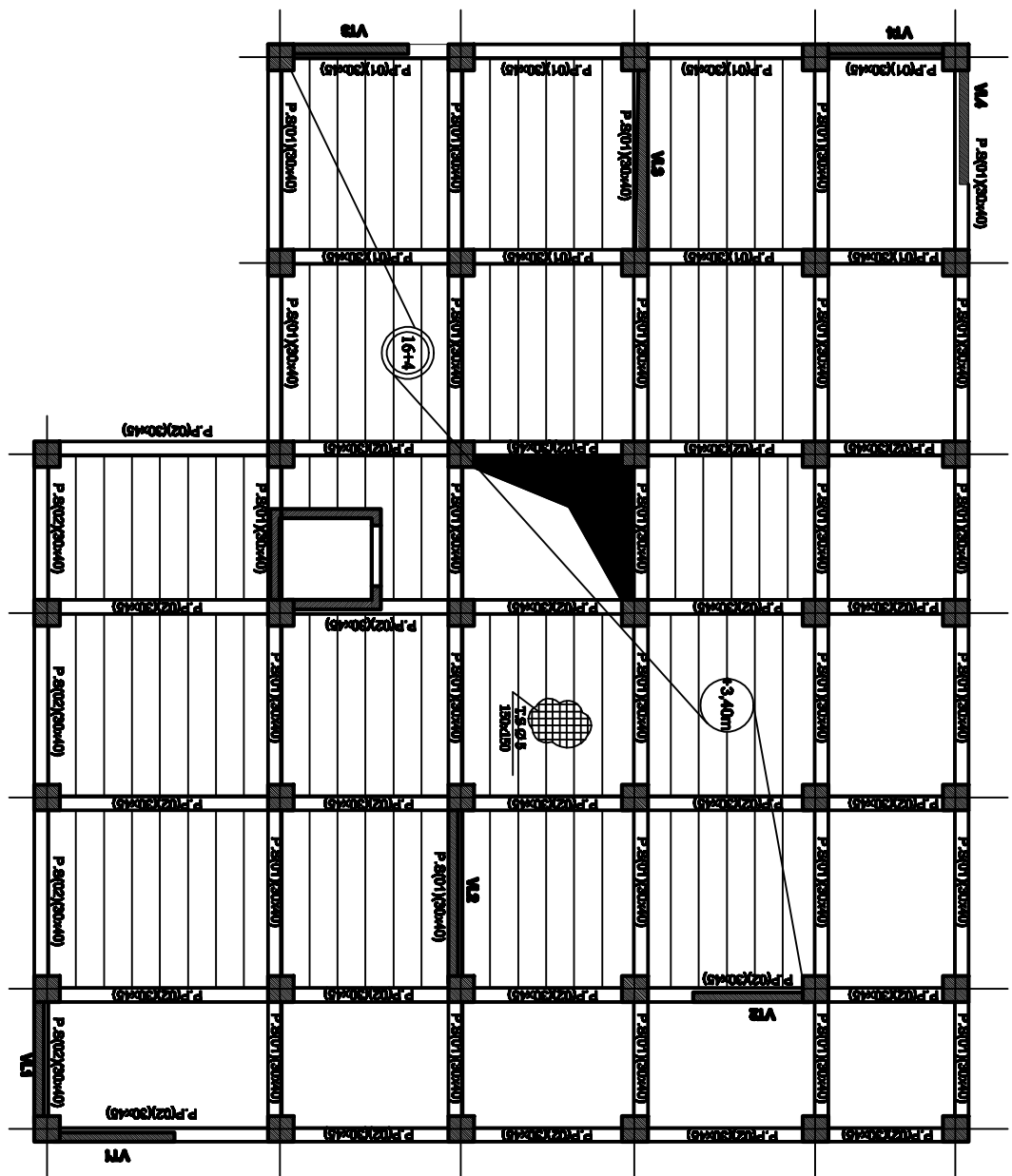
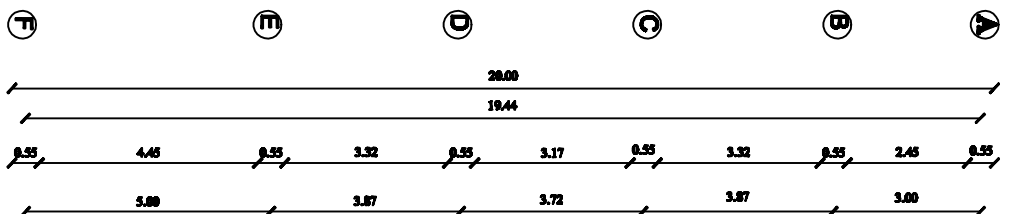
- les plancher en corps creux : (16+4) cm.
- les poutres principales :  $b=30 \text{ cm}$   
 $h=45 \text{ cm}$
- les poutres secondaires :  $b=30 \text{ cm}$   
 $h=40 \text{ cm}$
- les poteaux :
  - SS, RDC:  $55 \times 55 \text{ cm}^2$
  - 1 et 2<sup>eme</sup> étages :  $50 \times 50 \text{ cm}^2$
  - 3,4, 5<sup>eme</sup> étages :  $45 \times 45 \text{ cm}^2$
  - 6,7 et 8<sup>eme</sup> étages :  $40 \times 40 \text{ cm}^2$
  - 9,10, et 11<sup>eme</sup> étages :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$
- les voiles : épaisseur  $e=20 \text{ cm}$

Ces résultats nous servirons dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.



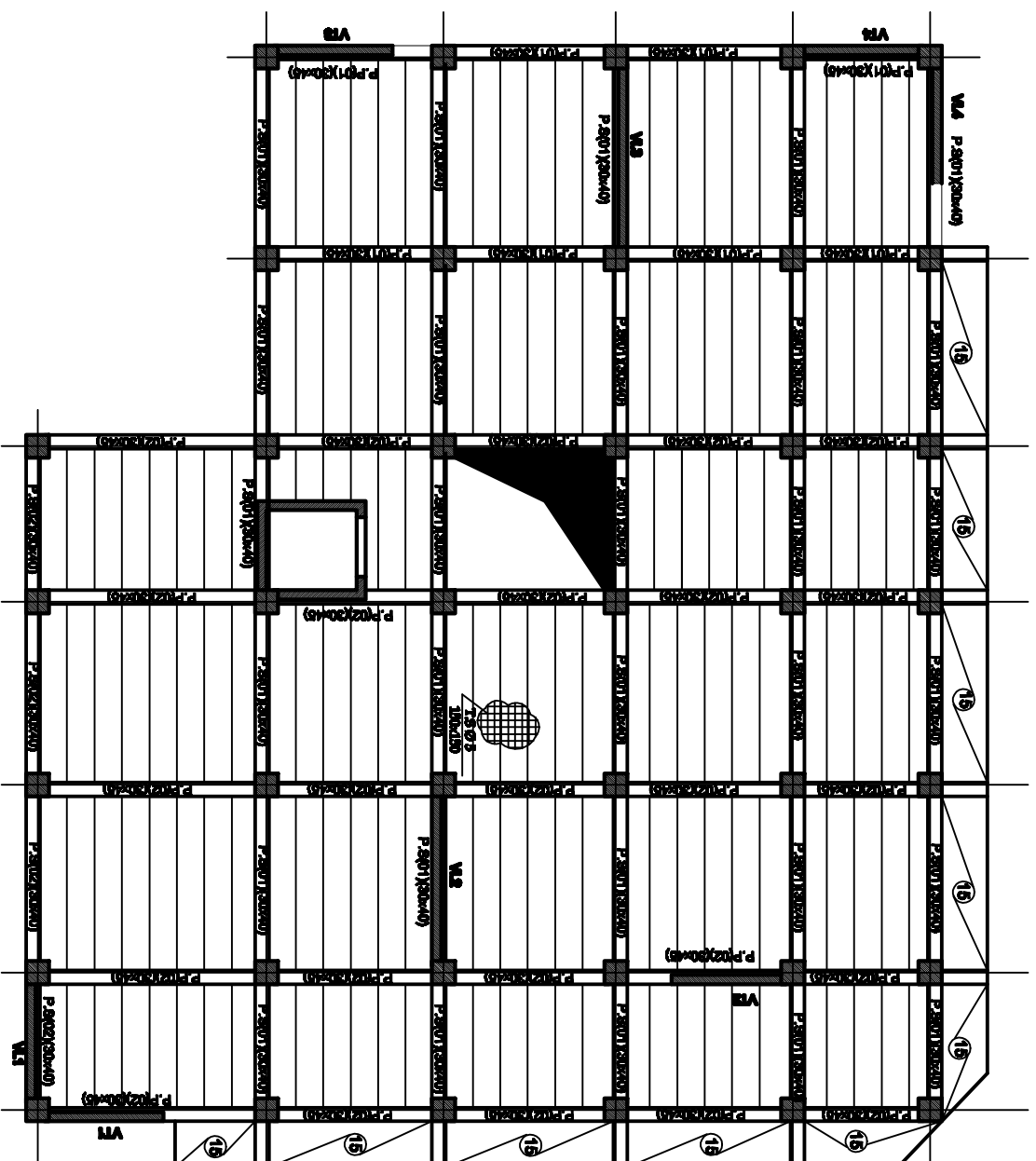
- ①
- ②
- ③
- ④
- ⑤
- ⑥
- ⑦

**Coffrage Plancher Niveau Sous-Sol**



- ①
- ②
- ③
- ④
- ⑤
- ⑥
- ⑦

*Coffrage Plancher Niveau RDC*



# Chapitre III

## Calcul des éléments

**Introduction**

Les éléments secondaires dans un bâtiment sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments suivants :

- \* l'acrotère
- \* les planchers
- \* les balcons
- \* les escaliers et la poutre palière
- \* la dalle salle machine.

**III-1 Calcul de l'acrotère:**

L'acrotère est un élément secondaire entourant la terrasse d'un bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le dernier plancher et réalisé en béton armé, il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal ( $Q= 1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$ . L'acrotère est exposé aux intempéries,  $t$  à l'ELS pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section d'encastrement.

Son ferrailage se calcule en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

**III-1-1 Détermination des sollicitations****- poids propre de l'acrotère:**

$$G = S \cdot \rho$$

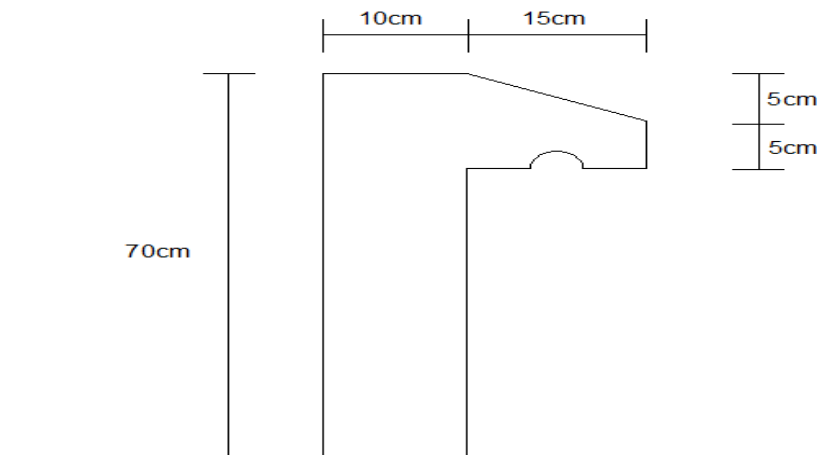
$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.7) = 0.08125 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.08125 \times 25 = 2.03125 \text{ kN/ml}.$$

Avec :

$\rho$ : Masse volumique du béton  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

$S$  : Section transversale.



**Figure III.1.1:** Coupe verticale de l'acrotère.

- **Effort normal dû au poids propre :**

$$N_{G \max} = G = 2,03125 \text{ KN/ml.}$$

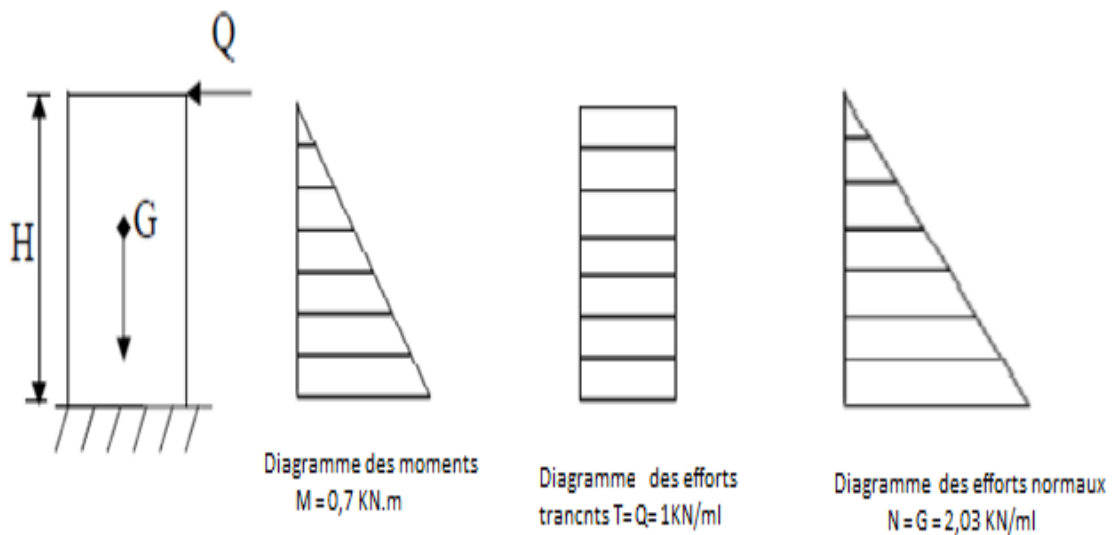
- **Effort horizontal :**

$$T = Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

- **Moment de renversement M dû a l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m.}$$



**Figure III.1.2:** Diagramme des efforts internes.



**III-1-2 Combinaison des charges :**

**a) E L U :**  $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,03 = 2,74 \text{ KN/ml.}$$

- effort tranchant dû à Q :

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

- Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.}$$

**b) E L S :**  $G + Q$

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 2,03 \text{ KN/ml.}$$

- Effort tranchant dû à Q :

$$V_u = T = 1 \text{ KN.}$$

-Moment de flexion :

$$M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$$

**III-1-3 Ferrailage de l'acrotère :**

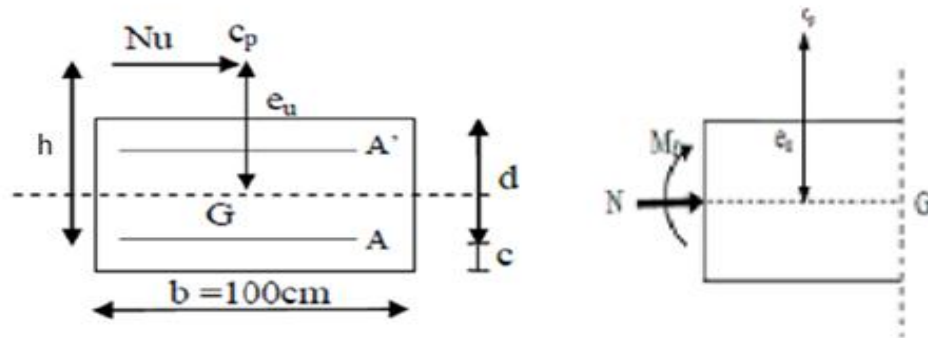
Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ ) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10 cm.

- b : largeur de la section : 100 cm.

## a) Calcul des armatures à L'ELU:

**Figure III.1.3 :** Schéma de calcul de l'acrotère.

(section rectangulaire soumise à la flexion composé).

Soit :

- C : Enrobage :  $c=c'=3\text{cm}$
- CP : centre de pression
- d : Hauteur utile :  $d= h - c =10-3= 7\text{cm}$ .
- $M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.
- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u . \text{ Donc } e_u = 1,05 / 2,74 = 0,383 \text{ m} > h/2 - c = 0,02 \text{ m}.$$

(h/2-c) la distance entre la CDG de la section et CDG de l'armature tendue.

D'où le centre de pression(CP) se situ en dehors du noyau central donc la section est partiellement comprimée(SPC).

L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis en flexion composée ou la section d'armateurs sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple:****Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot h = N_u [e_u + h/2 - c]$$

$$M_f = 2,74 [0,383 + 0,1/2 - 0,03] = 1,10 \text{ KN.m}$$

**Moment réduit :**

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

$$\mu_b = \frac{1,10 \cdot 10^2}{100 \cdot 7^2 \cdot 1,42} = 0,158 < 0,392$$

$\mu_b = 0,158 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Avec :  $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b \cdot \theta = 14,2 \text{ MPA}$ .

D'après le tableau  $\mu_b = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914$

**Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}}$$

$$A_f = \frac{1,10 \cdot 10^3}{0,914 \cdot 7 \cdot 348} = 0,494 \text{ cm}^2$$

Avec  $\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$ .

**➤ Calcul d'armatures en flexion composée (armatures réelles):**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\delta_{st}} = 0,494 - \frac{2,74}{34,8} = 0,415 \text{ cm}^2.$$

$A_c = 0$  Donc les armatures de comprimées ne sont pas nécessaires.

**b) Vérification à l'ELU :****1- la condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91):**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}$ .

$$e_s = M_s / N_s = 0,7/2,03 = 0,345 \text{ m} \rightarrow e_s = 34 \text{ cm}.$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 7,2,1}{400} \cdot \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} = 0,796 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,796 \text{ cm}^2 > A_u = 0,415 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte ;

Par conséquent on prend  $A_u = A_{\min} = 0,796 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

✓ On adoptera pour 6HA8= 3,02 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 3,02/4 = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$S_t = 70/4 = 17,5 \text{ cm}.$$

✓ On adoptera 4HA6=1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .

**2-Vérification de la contrainte de cisaillement:** (Art :5.1,1,2 ,BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \frac{0,15 \cdot 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN. (Vu: Effort tranchant)}$$

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

$$\tau_u < \tau_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :** Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3- Vérification de l'ancrage des barres (Art : A.6,1,3,BAEL 91) :**

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit : } \begin{aligned} \Psi_s &= 1,5 \text{ pour les aciers HA} \\ \Psi_s &= 1 \text{ pour les rondes lisses} \end{aligned}$$

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

Avec :

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres ; n nombre des barres

$$\Sigma U_i = n \pi \phi = 6.3,14.8 = 150,72 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5.10^3}{0,9.70.150,72} = 0,15 \text{ MPa.} \quad \tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

#### 4-Longueur de scellement droit :

$$\begin{array}{ll} L_s = 40\phi & \text{pour Fe E400} \\ L_s = 50\phi & \text{pour FeE 500 et ronds lisses} \end{array}$$

Dans notre cas : FeE 400  $L_s = 40 \phi = 40 * 0,8 = 32 \text{ cm}$

✓ On opte pour :  $L_s = 35 \text{ cm.}$

#### 5-Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable  $St = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

#### III-1-4 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, donc on doit vérifier les conditions suivante :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \sigma_{st}$

- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

#### 1- Contraintes dans l'acier :(BAEL.A.4.5.33)

- Vérification dans les aciers

Il faut vérifier que  $\sigma_{st} < \sigma_s$ .

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} = \min \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e , 110 \overline{\eta f_{t28}})$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\eta = 1.6$  pour les HA  
 $\eta = 1$  pour les RL

Dans notre cas :  $\eta = 1,6$  barre HA (acier HA  $\geq 6$  mm)

$$\sigma_{st} = \min \{266.66 ; \max(200; 201.633)\} \Rightarrow \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPA}$$

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

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 3.02}{7.100} = 0,431$$

$$\rho_1 = 0,431 \Rightarrow \beta_1 = 0,858 ; K_1 = 35$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \cdot 10}{0,858 \cdot 7 \cdot 3,02} = 0,385 \text{ MPa .}$$

$\sigma_{st} < \sigma_{st} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

## 2- Contraintes dans le béton:

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{35} \cdot 0,385 = 0,011 \text{ MPa .}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

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

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

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

Dans notre cas, il est pris égale à **0,20** (zone II<sub>b</sub>, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8** (élément console)

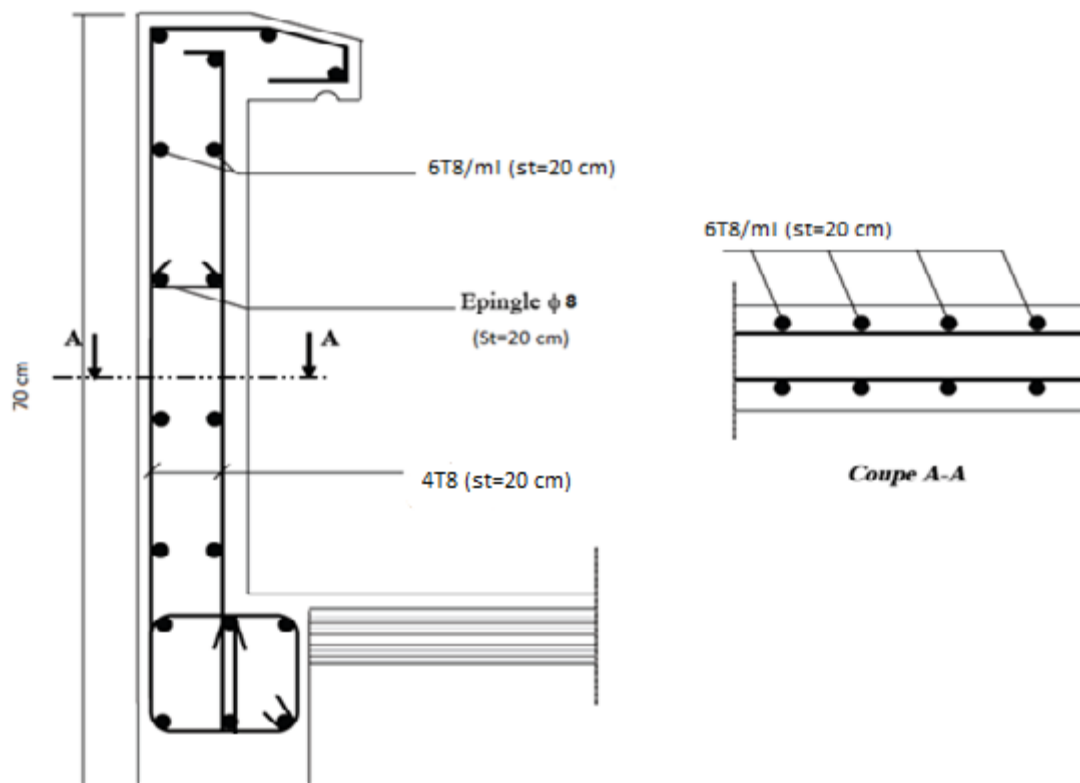
$W_p$  : poids de l'acrotère, égal à 2,03 kN/ml.

D'où :  $F_p = 4,0,20 \cdot 0,8 \cdot 2,03 = 1,30 \text{ kN/ml} > Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{La Condition n'est pas vérifiée.}$

Dans ce cas, on fait les calculs avec la force horizontale  $F_p$ .

**Conclusion** : suite aux différents calculs et les vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère le suivant :

- Armatures principales  $A_p = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$ ,  $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition  $A_r = 2 \times 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $St = 20 \text{ cm}$ .



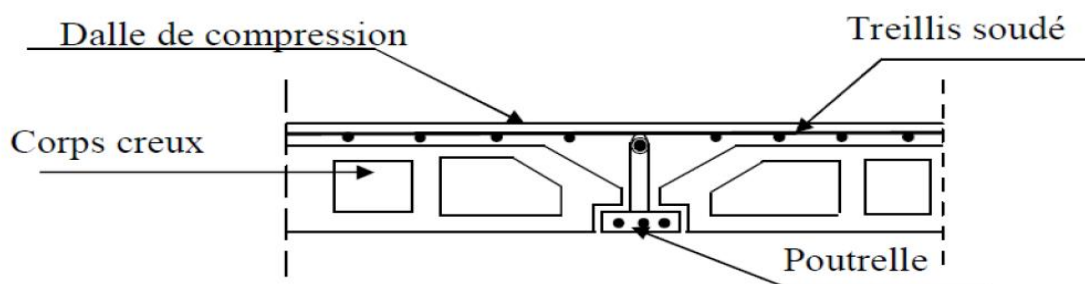
**Figure III.1.4** : Ferrailage de l'acrotère.

### III-2 Calcul des planchers :

#### Introduction

Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre II ; notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée. Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T. la distance entre axes des poutrelles est de 60cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait
  - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites
  - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.



**Figure III.2.1:** Schéma descriptif d'un plancher.

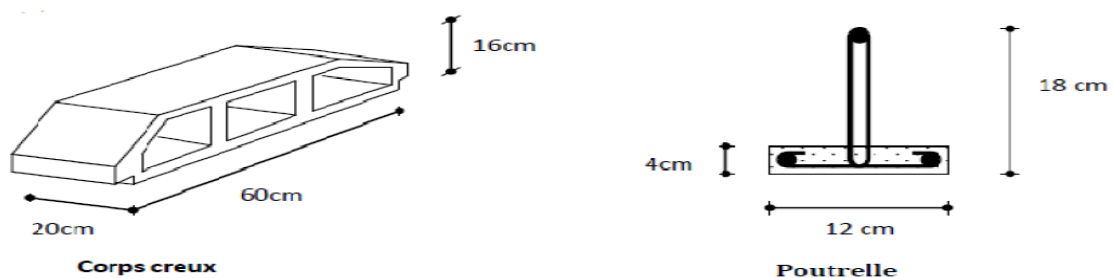




Figure III.2.2 : Représentation des corps creux et des poutrelles.

**III-2-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression (B.A.E.L.91.Art B.6.8.423):**

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), ayant pour but de :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- \* 20 cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles ;
- \* 30 cm pour les armatures // aux poutrelles.
- ❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e}$$

Avec:  $L=60\text{cm}$  : distance entre axe des poutrelles ( $50\text{ cm} < L < 80\text{ cm}$ ).

$f_e$  : la nuance de treillis soude.

$f_e = 520\text{ MPa}$  Avec : TLE 520 ( $\emptyset \leq 6\text{cm}$ )

D'où  $A_{\perp} \geq \frac{4.60}{520} = 0,46\text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Soit :  $A_{\perp} = 6\phi 5/\text{ml} = 1,18\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

- ❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

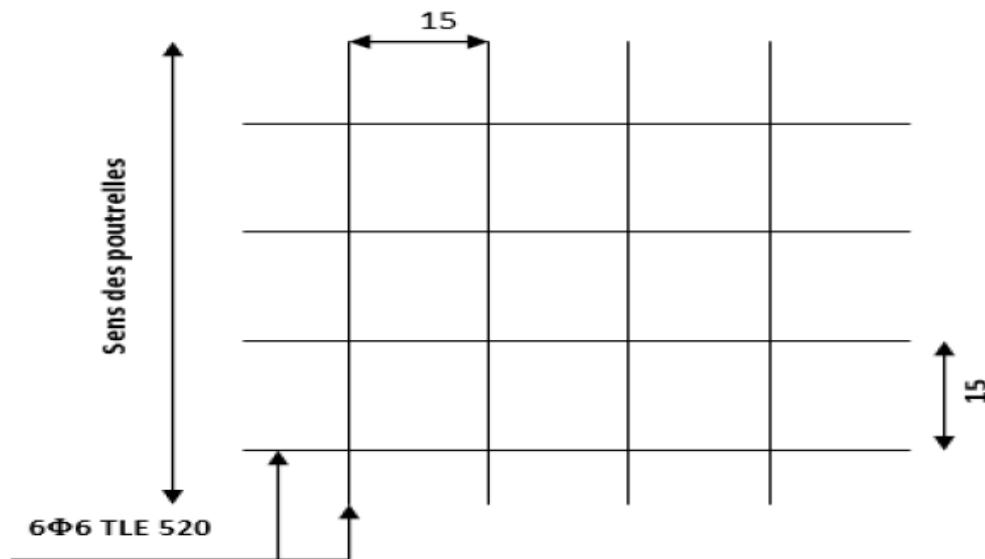
Soit :  $A_{//} = 6\phi 5/\text{ml} = 1,18\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

- ✓ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension **(6x5x150x150) mm<sup>2</sup>**.

**Conclusion :**

$A_{\perp} = 6\phi 5/\text{ml} = 1,18\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

$A_{//} = 6\phi 5/\text{ml} = 1,18\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

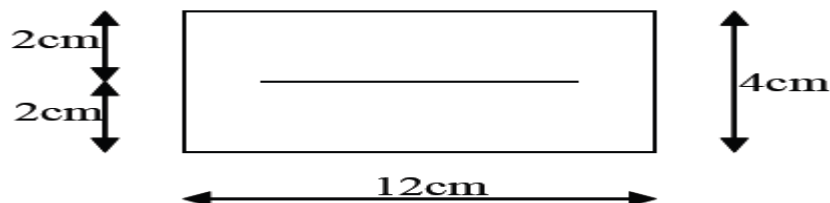


**Figure III.2.3 :** Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé.

### III-2-2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4)\text{cm}^2$ .

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (**Plancher sous-sol**).



**Figure III.2.3:**Section de la poutrelle.

#### a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

##### ➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties sur la longueur et seront calculées en deux étapes :

**b- Etapes de calcul :**

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

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0,95 \text{ KN/m}^2$  et celui de l'ouvrier :

• **Chargement :**

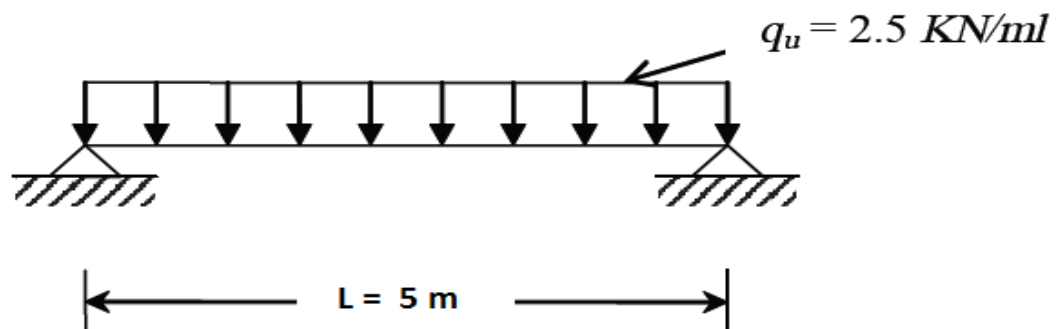
- Poids propre de la poutrelle ... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux ..... $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total ..... $G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$ .
- Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Avec :  $c = 2 \text{ cm}$  ;

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

• **Ferraillage à l'ELU:**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue (la travée la plus défavorable) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.



**Figure III.2.5 : Schéma de calcul de la poutrelle.**

▪ **Combinaison de charges :**

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50 \text{ KN / ml .}$$

▪ **Moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \cdot 4,4^2}{8} = 6,05 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant maximal aux appuis :**

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,43 \cdot 4,4}{2} = 5,34 \text{ KN.}$$

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{6,05 \cdot 10^3}{12 \cdot 22 \cdot 14,2} = 8,87 > 0,392 \implies \text{S D A .}$$

**Remarque :** Il est impossible de prendre la section doublement armée vu que la section du béton est trop faible (12x4) cm, il est donc indispensable de prévoir des étais, pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120 cm.

❖ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière. Elle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- Poids propre du plancher (étage courant) :  $G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml.}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

La charge de calcul sera donc :

$$\text{à l'ELU} \rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow q_u = 6,37 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS} \rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4,61 \text{ KN/ml.}$$

**c-Détermination de la largeur de la table de compression (Art A.4.1, 3 BAEL91/99):**

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

On a ;

$h$  : hauteur de la poutrelle ( $h = 16+4$  cm)

$h_0$ : hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm)

$b_0$ : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm)

Les règles BAEL précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ), est à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

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

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

$L$  : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3,90 \text{ m}$$

$b$ : largeur de la table de compression  $b=65$  cm

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

$$b_1 \leq \min (26,5; 39; 32) \quad b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

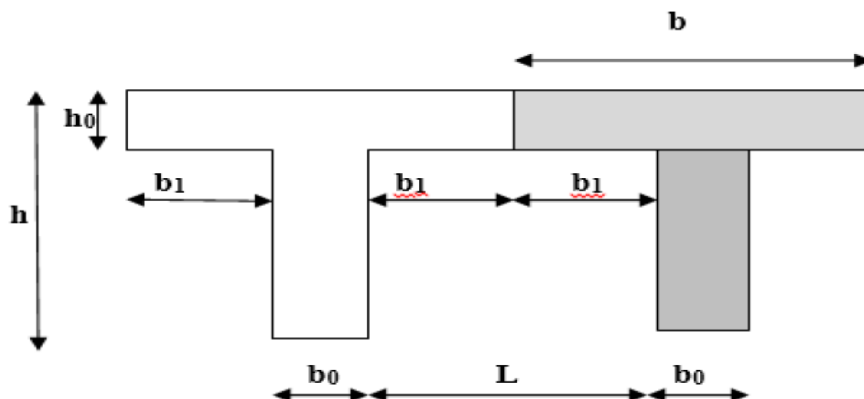


Figure III.2.6 : Construction de la section en T

**d- Les charges revenant au plancher :**

Charges permanente p :

Poids propre du plancher d'étage courant:

$$G = G_p \times b = 5,6 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/m.}$$

Charges exploitation Q :

Etage commerce:  $Q = Q_p \times b = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/m.}$

Etage de services:  $Q = Q_p \times b = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m.}$

Etage habitation :  $Q = Q_p \times b = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m.}$

**e- Calcul des efforts internes :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

**Méthode forfaitaire :**

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « $M_0$  » dans la travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

**Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :**

**Condition 1 :** La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

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

$$2G = 2 \times 3,64 = 7,28 \text{ kN /m}^2$$

$Q \leq \max(7,28 \text{ kN/m}^2; 5 \text{ kN/m}^2)$  .....Condition vérifiée.

**Condition 2 :** Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes. ....Condition vérifiée

**Condition 3 :** le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ .

La travée	Longueur $L_i$ [m]	$L_i/L_{i+1}$	Conclusion
$L_1$	4,40	<b>1,07</b>	Condition vérifiée
$L_2$	4,10		
$L_2$	4,10	<b>1,20</b>	Condition vérifiée
$L_3$	3,40		
$L_3$	3,40	<b>0,82</b>	Condition vérifiée
$L_4$	4,1		
$L_4$	4,1	<b>0,96</b>	Condition vérifiée
$L_5$	4,10		
$L_5$	4,10	<b>1,36</b>	Condition non vérifiée
$L_6$	3,00		

**Tableau III.2.1:** Rapport des portées successives.

**Condition 4 :** La fissuration est considérée comme non préjudiciable

-Bâtiment à usage d'habitation.....Condition vérifiée.

**Conclusion :**

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

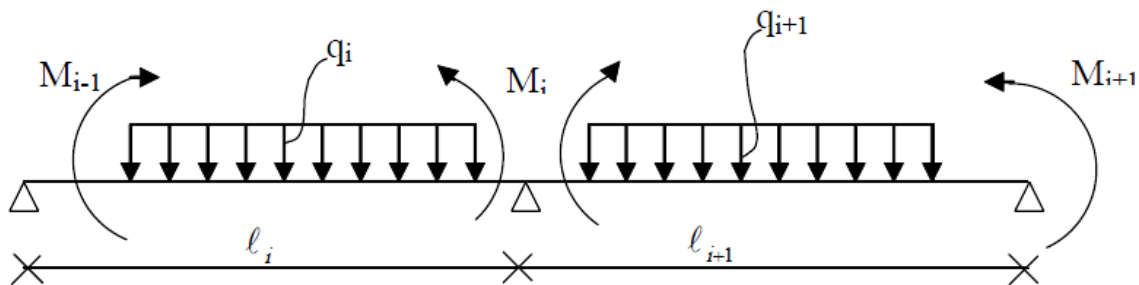
- **Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

avec:

$$W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i} \quad W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$



**Figure III.2.7 :** Méthode des trois moments.

- **Aux appuis :**

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

- **En travée:**

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

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

Avec:  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui « i ».



## III-2-3 Application:

- schéma statique de calcul:

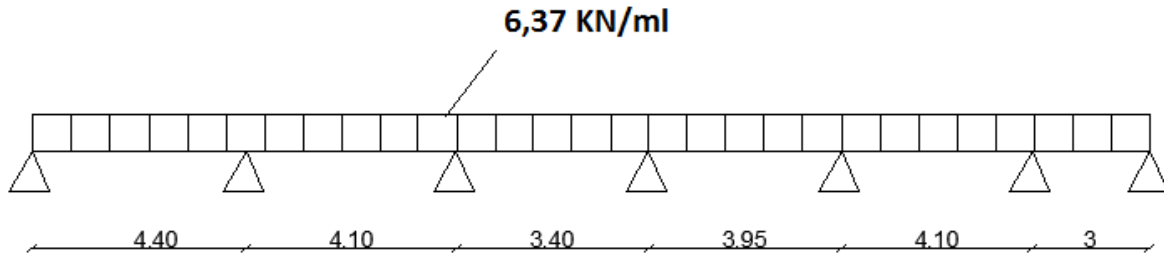


Figure III.2.8: schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moments aux appuis :

$$\text{l'appui 1: } 8,80M_1 + 4,10M_2 = -135,78 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{l'appui 2: } 4,40M_1 + 8,50M_2 = -245,64 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{l'appui 3: } 4,10M_2 + 15M_3 + 3,40M_4 = -172,51 \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{l'appui 4: } 3,40M_3 + 14,7M_4 + 3,95M_5 = -160,87 \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{l'appui 5: } 3,95M_3 + 16,1M_5 + 4,10M_6 = -208,09 \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{l'appui 6: } 4,10M_5 + 14,2M_6 + 3M_7 = -152,90 \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{l'appui 7: } 3M_6 + 6M_7 = -43,04 \dots\dots\dots (7)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -3,22 \text{ KN.m} \quad M_2 = -26,29 \text{ KN.m} \quad M_3 = -2,50 \text{ KN.m} \quad M_4 = -8,03 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,65 \text{ KN.m} \quad M_6 = -9,00 \text{ KN.m} \quad M_7 = -3,46 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2):  $x = 1,38 \rightarrow M_{1 \max}(1,38) = 4,06 \text{ KN.m}$

Travée (2-3):  $x = 2,95 \rightarrow M_{2 \max}(2,95) = 1,66 \text{ KN.m}$

Travée (3-4):  $x = 1,44 \rightarrow M_{3 \max}(1,44) = 4,15 \text{ KN.m}$

Travée (4-5):  $x = 1,95 \rightarrow M_{4 \max}(1,95) = 13,34 \text{ KN.m}$

Travée (5-6):  $x = 2,03 \rightarrow M_{5 \max}(2,03) = 4,88 \text{ KN.m}$

Travée (6-7):  $x = 1,79 \rightarrow M_{6 \max}(1,79) = 1,20 \text{ KN.m}$

### Remarques:

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

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$\begin{array}{llll} M_1 = -2,14 \text{ KN.m} & M_2 = -17,46 \text{ KN.m} & M_3 = -1,67 \text{ KN.m} & M_4 = -5,35 \text{ KN.m} \\ M_5 = -5,76 \text{ KN.m} & M_6 = -6,00 \text{ KN.m} & M_7 = -2,31 \text{ KN.m} & \end{array}$$

- On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis:

Travée (1-2):  $x = 1,65 \rightarrow M_{1 \max}(1,65) = 7,45 \text{ KN.m}$

Travée (2-3):  $x = 2,65 \rightarrow M_{2 \max}(2,65) = 6,15 \text{ KN.m}$

Travée (3-4):  $x = 1,53 \rightarrow M_{3 \max}(1,53) = 5,89 \text{ KN.m}$

Travée (4-5):  $x = 1,99 \rightarrow M_{4 \max}(1,99) = 6,87 \text{ KN.m}$

Travée (5-6):  $x = 2,04 \rightarrow M_{5 \max}(2,04) = 7,51 \text{ KN.m}$

Travée (6-7):  $x = 1,69 \rightarrow M_{6 \max}(1,69) = 3,25 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants:**

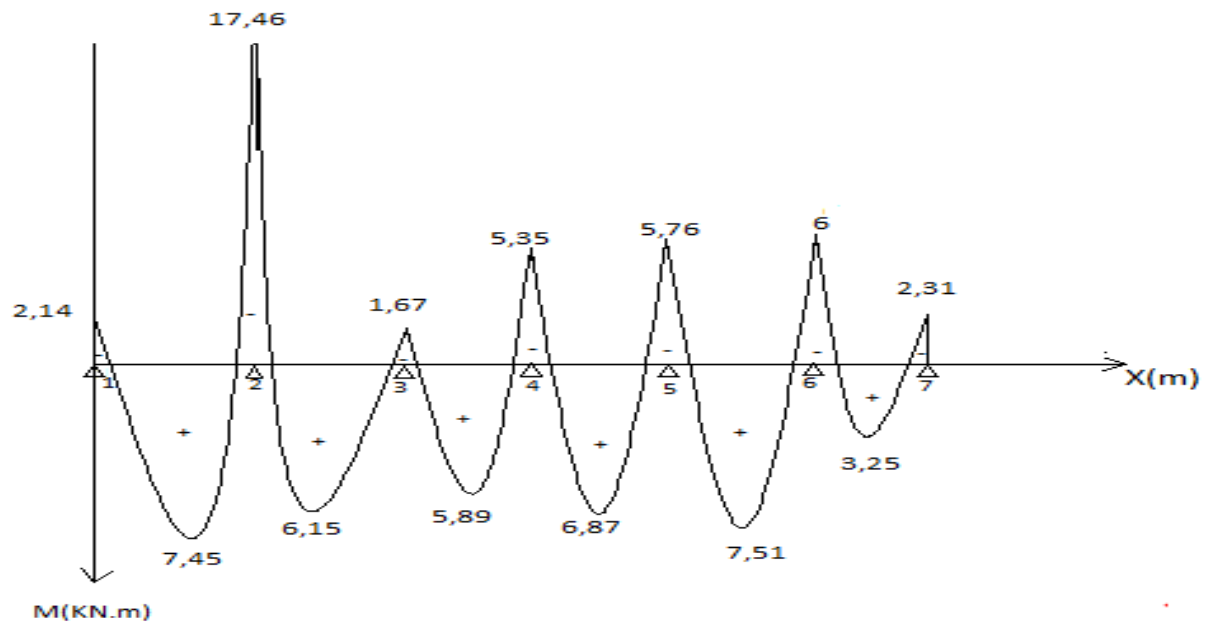
$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \theta(x): \text{Effort tranchant isostatique.}$$

$$T(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{les moments seront en valeur absolue.}$$

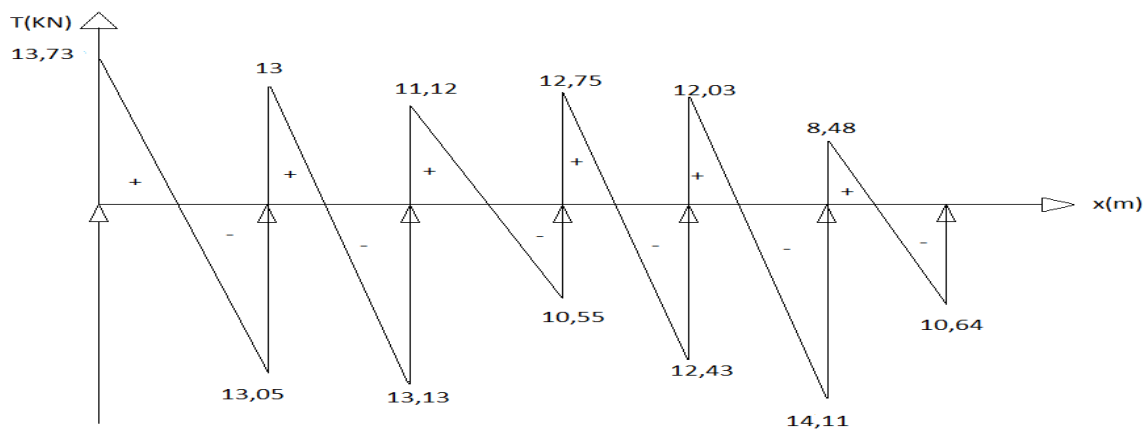
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après:

Travée	longueur	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]
1-2	4,40	13,73	-13,05	1,65	7,45
2-3	4,10	13,00	-13,13	2,65	6,15
3-4	3,40	11,12	-10,55	1,53	5,89
4-5	3,95	12,75	-12,43	1,99	6,87
5-6	4,10	12,03	-14,11	2,04	7,51
6-7	3,00	8,48	-10,64	1,69	3,25

**Tableau III.2.2:** Calcul des efforts tranchants.



**Figure III.2.9:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).



**Fig III.2.10:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).

#### III-2-4 Ferrailage des poutrelles :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximal qui correspond à la plus grande travée.  $M_{t \max} = 7,51 \text{ KN.m}$  et  $M_{a \max} = 17,46 \text{ KN.m}$ .

##### ❖ Caractéristiques géométriques de la section de calcul:

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

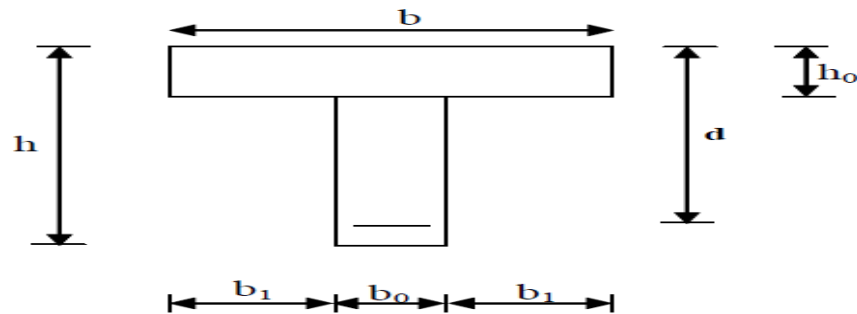
$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

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

$h_0=4$  cm (épaisseur de la table de compression)

$c=3$  cm (enrobage des armatures inférieures)

$d=17$  cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).



**Figure III.2.11:** Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.

- **Caractéristiques des matériaux :**

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

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

$M_0$  :Moment qui peut être repris par la table de compression ,il est donné par la formule suivante:

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left( 0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 55,388 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 7,51 \text{ KN.m} < M_0 = 55,388 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcul exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- ❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

- **En travée**

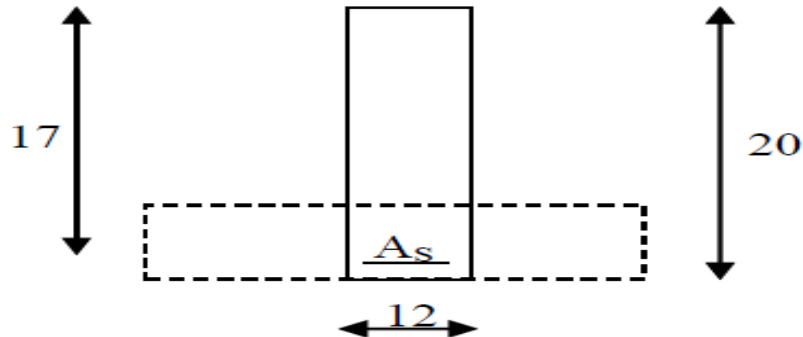
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,51}{0,65 \cdot 0,17^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,028 < 0,392 \dots\dots\dots \text{SSA} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986.$$

- ✓ **Les armatures nécessaires (traction):**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = \frac{7,51}{0,986.17.348.10^{-3}} = 1,28 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $A_{st}=3\text{HA}14=4,62 \text{ cm}^2$ .



**Figure III.2.12:** Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en appuis.

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{17,46}{0,12.0,17^2.14,2.10^3} = 0,354 < 0,392 \dots\dots\dots \text{SSA} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0,354 \Rightarrow \beta = 0,770.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d f_{su}} = \frac{17,46}{0,77.17.348.10^{-3}} = 3,83 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $A_{st}=2\text{HA}16=4,02 \text{ cm}^2$ .

### III-2-5 Vérifications à l'ELU:

- **Vérifications à la condition de non fragilité (BAEL99 Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.12.17 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 4,02 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

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

$$\tau_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_u = \frac{14,11 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 170,3 \cdot 14,2 \cdot 16} = 0,91 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

- **En travée**

$$L_s = \frac{1,4 \cdot 400}{4,2 \cdot 853} = 49,07 \text{ cm.} \quad \text{on prend : } L_s = 50 \text{ cm}$$

- **Sur appuis :**

$$L_s = \frac{1,6 \cdot 400}{4,2 \cdot 853} = 56,08 \text{ cm.} \quad \text{on prend : } L_s = 60 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_c = 0,4 L_s$

**En travée:**  $L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$  ;  $L_a = 20 \text{ cm.}$

**Sur appuis :**  $L_c = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}$  ;  $L_a = 25 \text{ cm.}$

- ✓ **Calcul des armatures transversales :**

- **Le diamètre minimal des armatures transversales (BAEL 99.Art. A.7.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varnothing_t \leq \min \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \varnothing_1 = 12; 5,71; 14 = 5,71 \text{ mm.}$$

On prend:  $\varnothing_t = 6 \text{ mm.}$

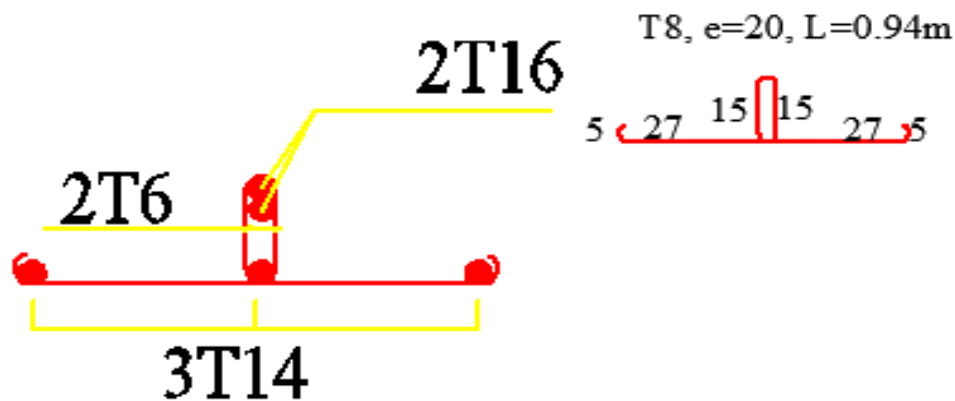


Figure III.2.13: Plan de ferrailage de la poutrelle.

✓ **La section des armatures transversales:**

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$St_1 \leq \min 0,9 d; 40 \text{ cm} = 15,30 \text{ cm}; 40 \text{ cm} = 15,30 \text{ cm}.$$

Soit :  $St = 7 \text{ cm}$  ..... en zone nodale.

Soit :  $St = 15 \text{ cm}$  ..... en zone courante.

### III-2-6 Vérification à l'ELS :

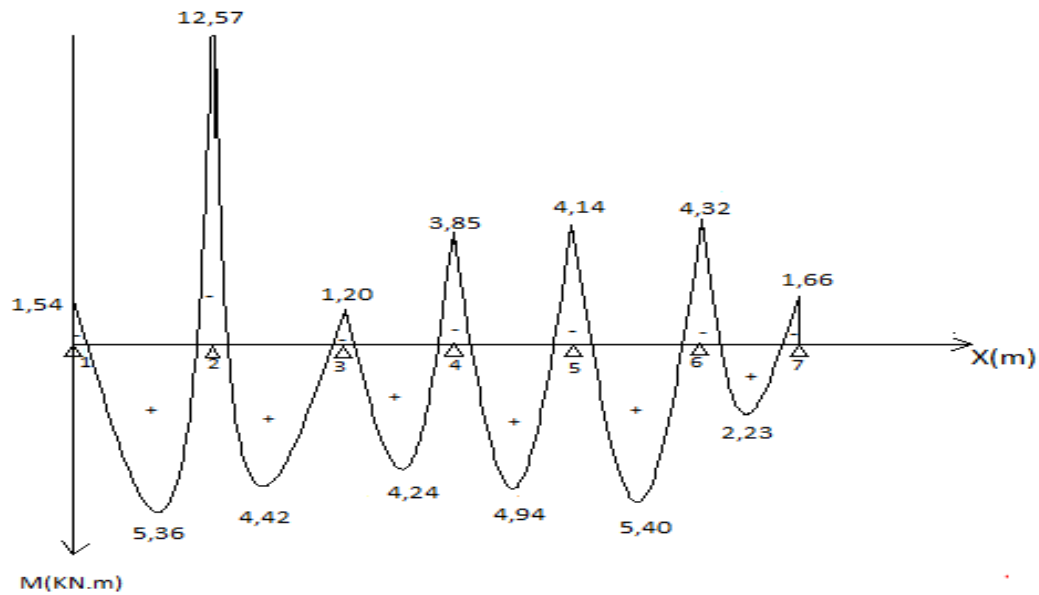
○ **Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS:**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A.6.5.1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

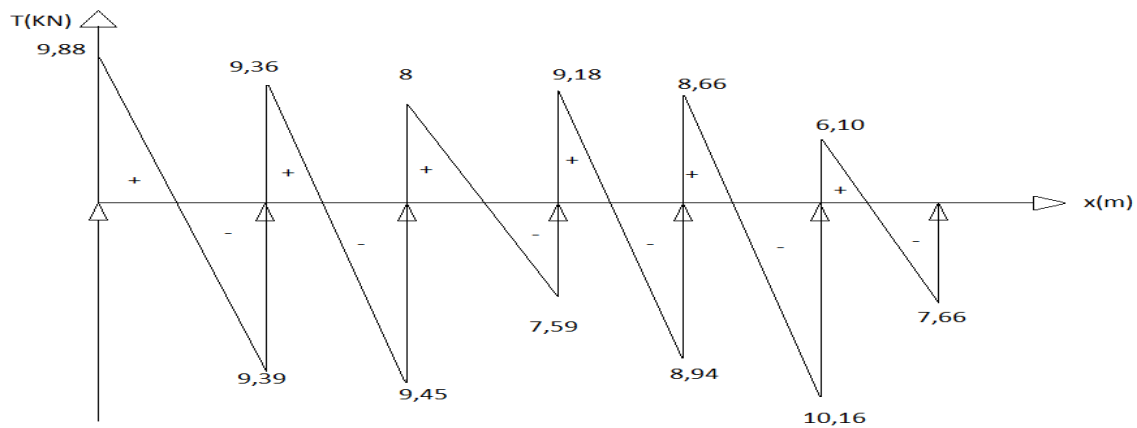
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,615}{6,376} = 0,72; q_u = 6,376 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,615 \text{ KN/ml}$$





**Figure III.2.14** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



**Figure III.2.15** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

**NB :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

**La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} = k. \sigma_s$**

✓ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3\emptyset 14 = 4,62 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.4,64}{12.17} = 2,265 \rightarrow \beta_1 = 0,816 ; \alpha_1 = 0,552.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,552}{15 \cdot 1-0,552} = 0,082 .$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{5,40.10^6}{0,816.170.462} = 84,25 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,082 . 84,25 = 6,91 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2\emptyset 16 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.4,02}{12.17} = 1,970 \rightarrow \beta_1 = 0,824 ; \alpha_1 = 0,528.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,528}{15 \cdot 1-0,528} = 0,074 .$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{12,57.10^6}{0,824.170.402} = 223,22 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,074 . 223,22 = 16,51 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions.

Donc : Fissuration peu préjudiciable  $\sigma_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$

✓ **En travée :**

$$\sigma_{st} = 84,25 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation:**

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

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 440 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,20}{4,40} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

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

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,40}{f_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < f = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm.}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

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

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ Mpa.}$$

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

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right); \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} : \text{sont des coefficients.}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0^3}{3} y_1^3 + y_2^3 + h_0 \cdot (b - b_0) \frac{h_0^2}{12} + y_1 - \frac{h_0}{2}^2 + 15 A_s y_2 - c^2$$

$$y_1: \text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$$

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot h_0 \cdot h_0}{2} + h - h_0 \cdot b_0 \cdot \frac{h - h_0}{2} + h_0 + n \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h_0 + h - h_0 \cdot b_0 + n \cdot A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{\frac{60,4 \cdot 4}{2} + 20 - 4 \cdot 12 \cdot \frac{20 - 4}{2} + 4 + 15,4 \cdot 62,17}{60,4 + 20 - 4 \cdot 12 + 15,4 \cdot 64}$$

$$y_1 = 7,90 \text{ cm.}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,90 = 12,10 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,90^3 + 12,10^3] + 4 \cdot 60 - 12 \cdot \frac{4^2}{12} + 7,90 - \frac{4}{2}^2 + 15,4 \cdot 62 \cdot 12,10 - 3^2$$

$$I_0 = 21736,65 \text{ cm}^4.$$

### Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right); \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12,17} = 0,022$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + \frac{3 \cdot 12}{60}) \cdot 0,022} = 0,734; \quad \sigma_{st} = 84,25 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,022 \cdot 84,25 + 2,1}; 0 \right) = 0,613.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 21736,65}{1 + 0,613 \cdot 0,734} = 20195,51 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5,40 \cdot 10^6 \cdot 4400^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 10^4 \cdot 20195,51} = 4,78 \text{ mm}$$

$$f = 4,78 \text{ mm} < f = 8,8 \text{ mm.}$$

### III-3 Calcul des balcons:

#### Introduction :

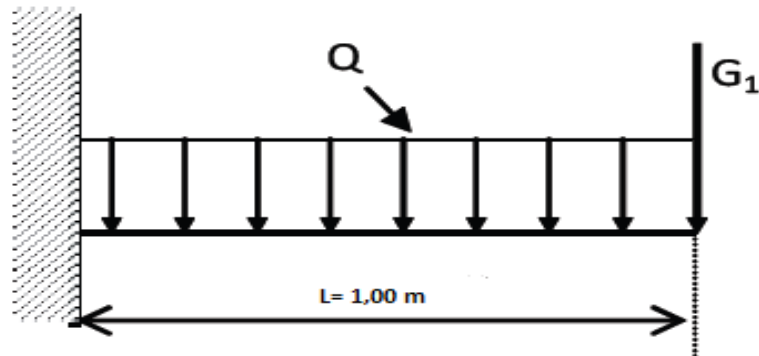
Le balcon se calcule comme une console encastree dans le plancher ;il est soumis à des charges permanentes G, au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment  $M_q$  dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple.

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G_1$  : charge permanente du garde corps.

$Q$  : surcharge du garde corps.



**Figure III.3.1** : Schéma statique de calcul.

### III-3-1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$ep \geq L/10$  avec  $L$  : largeur du balcon = 1,00 m

$ep \geq L/10 = 100/10 = 10$  cm

soit :  **$ep = 15$  cm**

### III-3-2 Détermination des sollicitations :

#### a) charge permanente de la dalle (G) :

- Poids propre de la dalle .....  $25 \times 0,15 \times 1 = 2,50$  KN/ml
- Poids de revêtement ( $e = 2$  cm) .....  $0,02 \times 22 = 0,44$  KN/ml
- Mortier de pose ( $e = 2$  cm) .....  $0,02 \times 20 = 0,40$  KN/ml
- Couche de sable ( $e = 3$  cm) .....  $0,03 \times 22 = 0,66$  KN/ml

-Enduit ciment( $e = 1 \text{ cm}$ ) .....  $0,01 \times 22 = 0,22 \text{ KN/ml}$

$$G = 5,47 \text{ KN/ml}$$

**b) charge permanente du garde corps ( $G_1$ ) :**

- Poids de la brique :  $0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$ .

- Poids de l'enduit ciment :  $0,02 \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ KN/m}^2$ .

$$G_1 = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

**c) Surcharge d'exploitation de la dalle ( $Q$ ) :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml. (DTR B.C.2.2)}$$

**d) Surcharge due à la main courante ( $Q_1$ ) :**

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons de charges**

- **A l'ELU :**

➤ **La dalle :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,47) + (1,5 \times 3,5) = 12,63 \text{ KN/m.}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$g_u = (1,35 \times g_1) \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN.}$$

- **A l'ELS :**

➤ **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5,47 + 3,5 = 8,97 \text{ KN}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$g_s = g = 1,62 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments fléchissant :

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,63 \cdot 1^2}{2} + 2,187 \cdot 1 = 8,502 \text{ KN.m}$$

-A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,97 \cdot 1^2}{2} + 1,62 \cdot 1 = 6,105 \text{ KN.m}$$

### III-3-3 Ferrailage:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,502 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,041 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,979.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,502}{0,979 \cdot 12 \cdot 348 \cdot 10^{-3}} = 2,07 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA12= 5,65 cm<sup>2</sup>** avec **St = 20cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit une section de **5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec **St = 20 cm**

### III.3.4 Vérifications des contraintes à l'ELU:

- Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la l'entrainement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99):**

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

$$\text{Avec : } V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = (10,94 \cdot 1) + 2,187 = 13,127 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot 3,14 \cdot 12 = 188,40 \text{ mm.}$$

D'ou :

$$\tau_{se} = \frac{13,127 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 70 \cdot 188,40} = 1,10 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{13,127 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0,187 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99):**

– **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

– **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.5 Vérification à l'ELS :**



**a) Acier :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Calcul  $\beta_1$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100,7} = 0,807 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,871 \quad ; k_1 = 23,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,448 \cdot 10^6}{0,871 \cdot 70,565} = 158,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 158,15 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Béton :****❖ Vérification des contraintes de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{158,15}{23,92} = 6,61 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 6,61 \text{ MPa.} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \overline{\eta} \cdot \overline{f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 158,15 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**❖ Etat limite de déformation :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{10} \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \rightarrow 0,1 \geq \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$\bullet \quad \frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{565}{1000.70} = 0,008 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### c) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \rightarrow \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$l_s = \frac{12.400}{4.2.835} = 423,28 \text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets.

La longueur des barres mesurées hors crochets (**Art. A.6.1, 253 BAEL91/99**)

Soit la longueur hors du crochet égal à :  $L_s = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm.}$

Soit  $L_s = 20 \text{ cm.}$

### Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

a) Armatures principales **5HA12** avec **St** = 20cm.

b) Armature de répartitions **5HA10** avec **St** = 20cm.

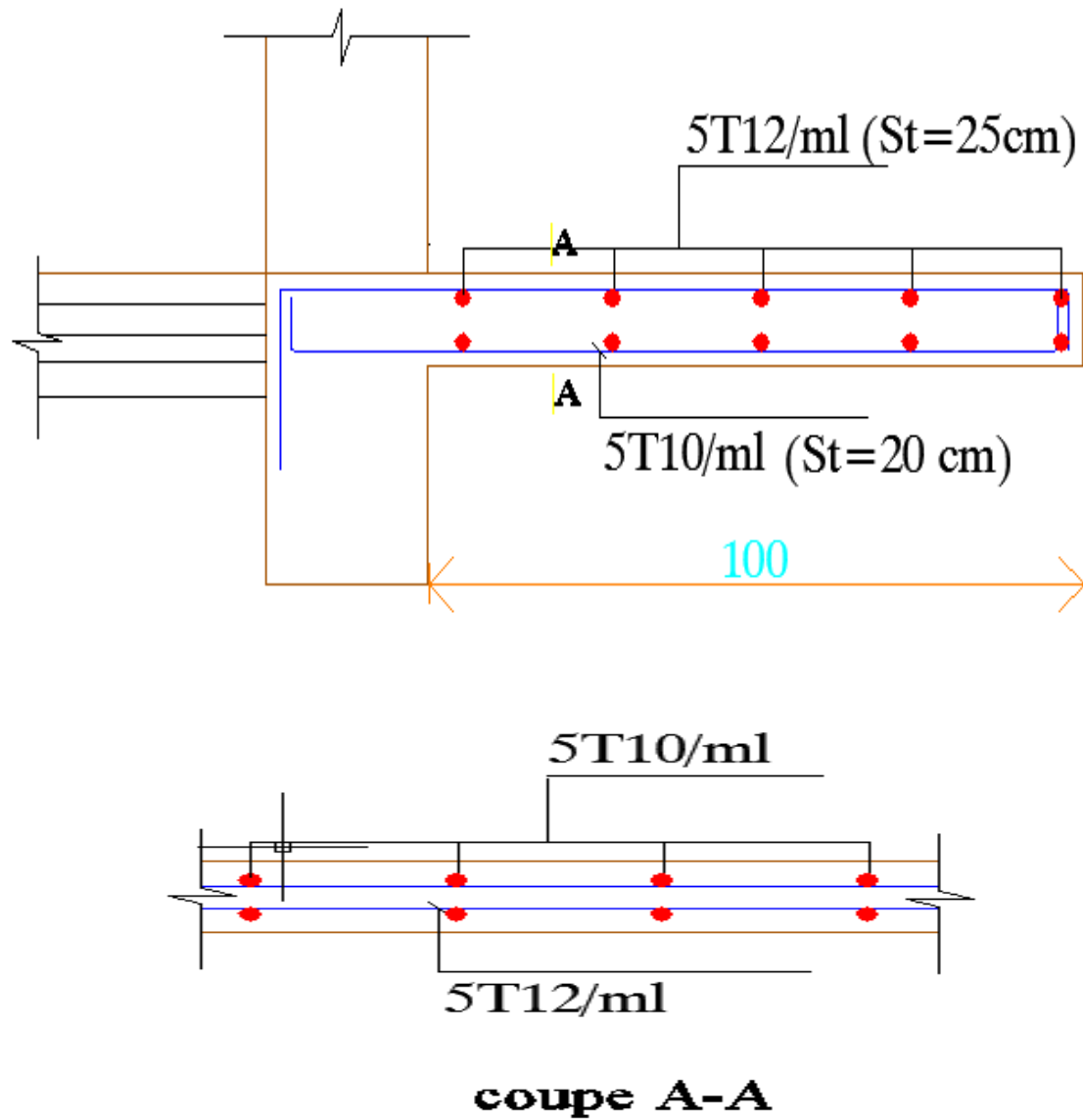
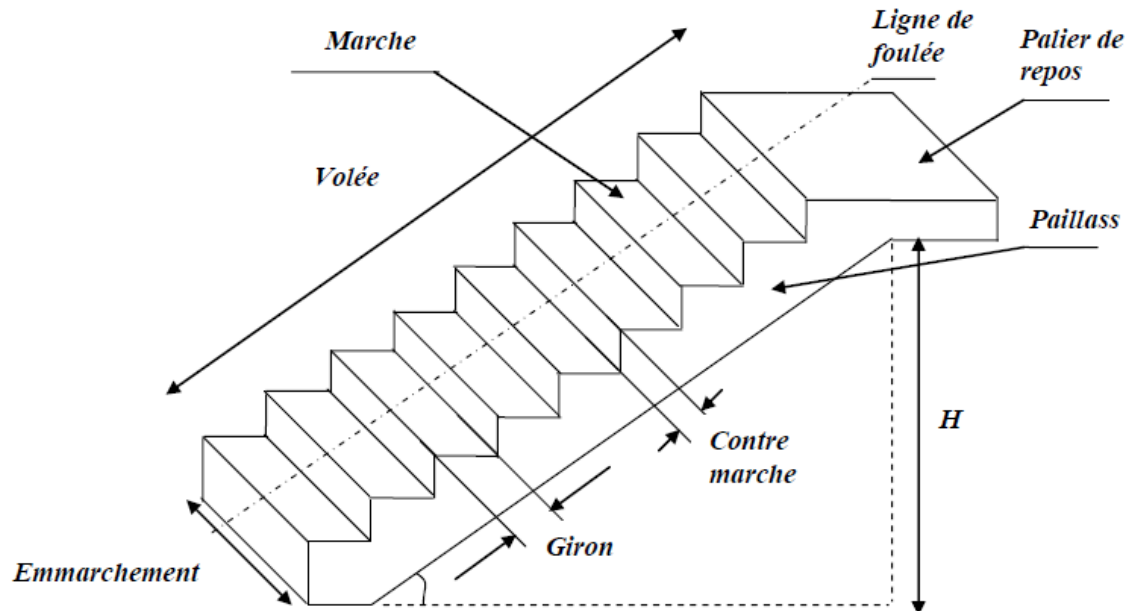


Figure III-3-4 : Plan du ferrailage du balcon.

#### III-4 Escaliers:

### III-4-1 Définition:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une Construction. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.



**Figure III.4.1 : Schéma d'escalier.**

$g$  : giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

$e$  : épaisseur de la paillasse et du palier.

$H$  : hauteur d'une volée.

$L_1$  : portée projetée de la paillasse.

$L_2$  : largeur du palier.

$L$  : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

### III-4-2 Calcul de l'escalier:

Dans notre cas l'escalier a des marches droites, constitué de deux volées coupées par un palier intermédiaire en RDC et pour les autres étages courantes est un escalier a trois paillasses, réalisées en béton armé coulées sur place c'est pour ça on a deux systèmes d'appuis.

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers telle que l'escalier menant du RDC aux étages courant passant par l'étage de service comporte deux volées identique et un palies

intermédiaire, et l'escalier du sous sol menant à l'étage de service et au RDC, comporte trois volées et deux paliers intermédiaires.

**a) Calcul du nombre de marches et contre marches :**

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

**La Formule de BLONDEL :**  $59cm \leq 2h+g \leq 66cm.$

g : Le giron ;

h : Hauteur de la marche ;

n : Nombre de contre marches ;

n-1 : Nombre de marches ;

H : hauteur de la volée.

- Pour notre projet on a :

La hauteur de l'étage courante  $h=3,06$  m

Donc :  $H = \frac{h}{2} = \frac{306}{2} = 153cm.$

$14 cm \leq h \leq 17 cm.$

Prenons  $h=17cm$  : hauteur de contre marches,

Cherchons n: nombre de contres marches;

g: giron.

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  Contre marches.

On aura alors :  $n-1 = 9-1 = 8$  marches réparties sur une volée.

Pour  $h = 17 cm$ , on aura :  $59 cm \leq g + 2(17) \leq 66 cm \Rightarrow 25 cm \leq g \leq 32 cm$

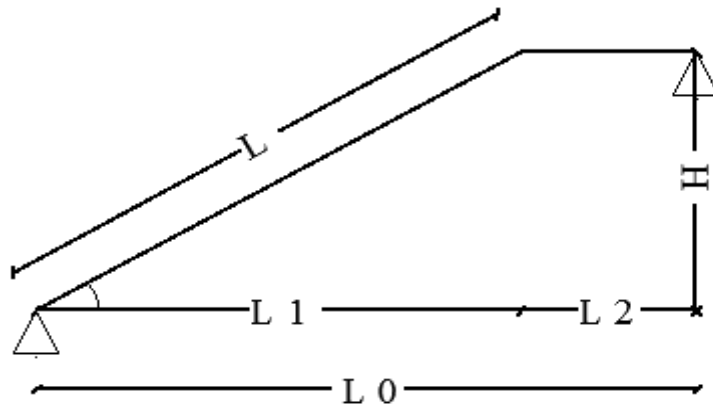
On prend :  $g = 30 cm.$

Nous avons :  **$g = 30 cm$        $h=17cm$**

**b) L'épaisseur de la paillasse:**

Elle est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

$L_0$  : Longueur réelle du palier et de la volée .



Nous avons :  $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1}$$

$$L = (n-1) \cdot g = (9-1) \cdot 0,30 = 2,40 \text{ m.}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{0,87} = 2,75 \text{ m.}$$

$$L_0 = L_1 + L_2$$

D'après les plans d'architecture on prend  $L_2 = 1,37 \text{ m.}$

$$\text{Donc: } L_0 = 2,75 + 1,37 = 4,12 \text{ m.}$$

$$\frac{412}{30} \leq e_p \leq \frac{412}{20}$$

$$13,73 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,60 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

### III-4-3 Calcul des sollicitations et des efforts internes:

Le calcul se fera pour 1mètre de largeur et une bande de 1mètre de projection horizontale.

•Charges permanentes et surcharges :

a-Palier :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	22,00	0,44
3	Poids propre de palier	15	25,00	3,75
4	Enduit en plâtre	2	12,00	0,24
<b>G<sub>1</sub> totale</b>				<b>4,87</b>
<b>Q<sub>1</sub></b>				<b>2,5</b>

b-Volée (paillasse) :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Paillasse en B.A	15	25	2,5
4	Enduit en plâtre	2	10,00	0,20
5	Contre marche	/	25x0,17/2	2,125
6	Garde-corps	/	/	0,20
<b>G<sub>2</sub> totale</b>				<b>5,86</b>
<b>Q<sub>2</sub></b>				<b>2,5</b>

• Combinaison des charges

**- Etat limite ultime ELU:**

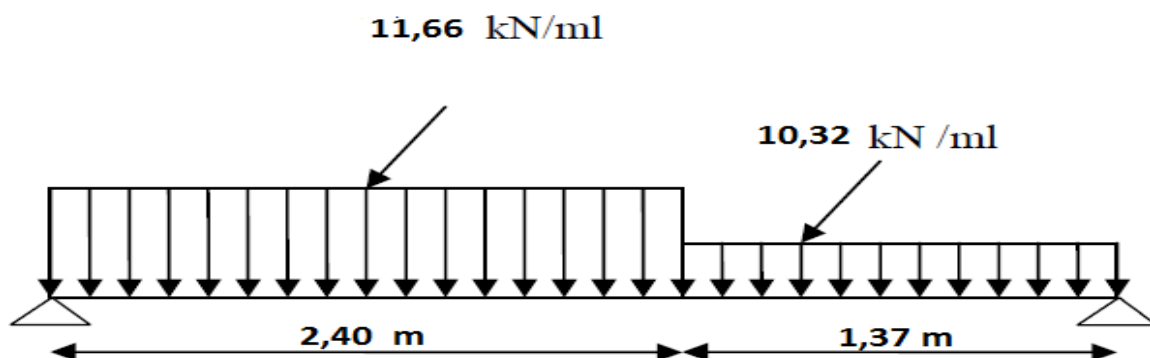
$$q_{u \text{ palier}} = (1,35 G_1 + 1,5 Q) \times 1\text{m} = 1,35 (4,87) + 1,5 (2,5) = 10,32 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{u \text{ volée}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q) \times 1\text{m} = 1,35 (5,86) + 1,5 (2,5) = 11,66 \text{ kN/ml.}$$

**- Etat limite de service ELS:**

$$q_s \text{ palier} = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = 4,87 + 2,5 = 7,37 \text{ kN/ml.}$$

$$q_s \text{ volée} = (G_2 + Q) \times 1\text{m} = 5,86 + 2,5 = 8,36 \text{ kN/ml.}$$

**a) Calcul des efforts à l'ELU :**

**Figure III.4.2:** Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELU.

**- Calcul des réactions d'appuis:**

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11,66 \cdot 2,4 + 10,32 \cdot 1,37 = 42,12 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \cdot 3,77 - 11,66 \cdot 2,4 \cdot 1,2 - 10,32 \cdot 1,37 \cdot 3,77 = 0$$

$$R_B = 23,05 \text{ KN.} \rightarrow R_A = 19,07 \text{ KN.}$$

**- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

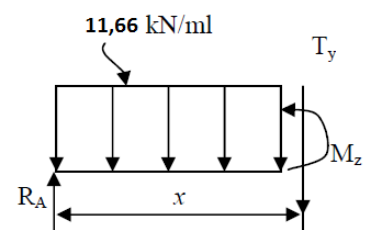
**1er tronçon  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$  :**

**Efforts tranchants:**

$$T_y = -11,66 \cdot x + 23,05$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_y = +23,05 \text{ KN.}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow T_y = -4,93 \text{ KN.}$$



**Moments fléchissant:**

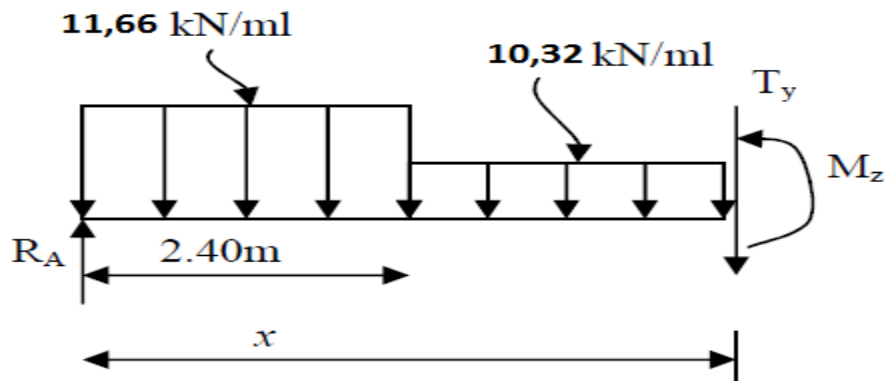


$$M_z = -11,66 \cdot \frac{x^2}{2} + 23,05 \cdot x$$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2,40 \text{ m} \rightarrow M_z = + 21,74 \text{ KN.m}$$

2ème tronçon  $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,77 \text{ m}$  :



Efforts tranchants:

$$T_y = -11,66 \cdot (2,40) - 10,32 \cdot (x-2,40) + 23,05$$

$$x = 2,40 \text{ m} \rightarrow T_y = -4,93 \text{ KN.}$$

$$x = 3,77 \text{ m} \rightarrow T_y = -19,07 \text{ KN.}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = 23,05 \cdot x - 11,66 \cdot 2,4 \cdot x - \frac{2,4}{2} - 10,32 \cdot \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$x = 2,40 \text{ m} \rightarrow M_z = + 21,74 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,77 \text{ m} \rightarrow M_z = + 5,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{z_{\max}} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -11,66 \cdot x + 23,05 = 0 \rightarrow x = 1,97 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,97 \text{ m}$ . Donc :  $M_{z_{\max}} = 22,82 \text{ KN.m}$

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

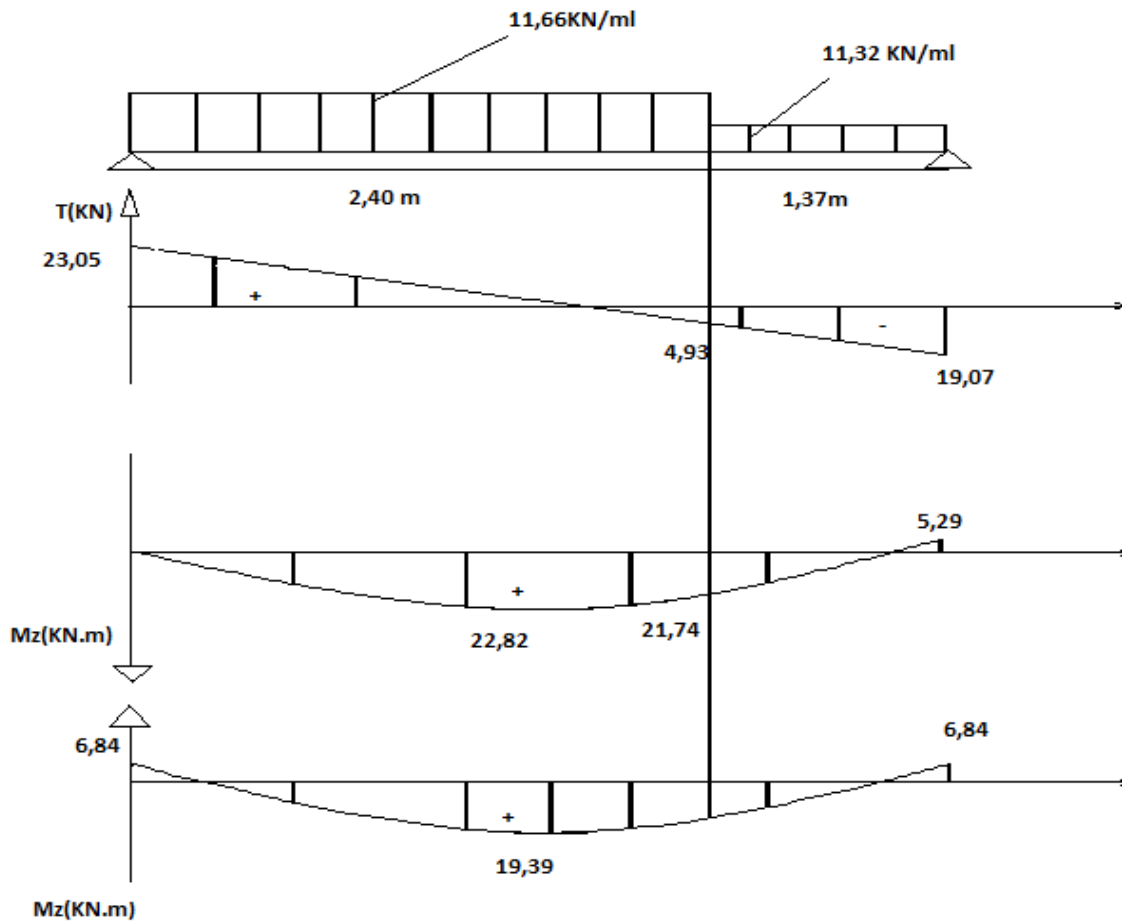
- Aux appuis:

$$M_{ua} = - 0,3 M_{z_{\max}} = - 0,3 \cdot 22,82 = -6,84 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_{ut} = 0,85 M_{z \max} = 0,85 \cdot 22,82 = 19,39 \text{ KN.m}$$

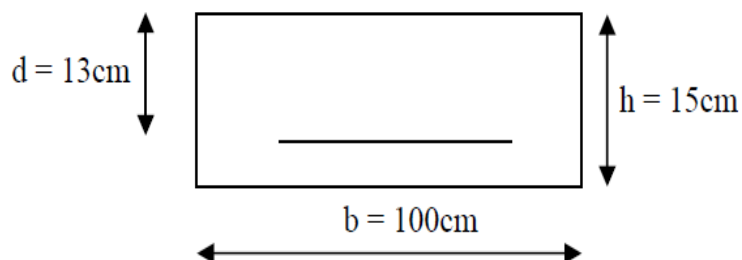
Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:



**Figure III.4.3:** Diagramme des efforts internes à l'ELU.

#### b) Calcul des armatures:

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.



## ❖ Aux appuis

$$M_{ua} = 6,84 \text{ KN.m}$$

## - Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{6,84.10^3}{100.13^2.14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0,028 \quad \rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6,84.10^3}{0,986.13.348} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>** avec **St = 15cm.**

## - Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec **St = 20cm.**

## ❖ En travée

$$M_{ut} = 19,39 \text{ KN.m}$$

## - Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{19,39.10^3}{100.13^2.14,2} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_t = 0,080 \quad \rightarrow \beta = 0,958.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{19,39.10^3}{0,958.13.348} = 4,47 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>** avec **St = 15cm.**

## - Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** avec **St = 20cm.**

**III-4-4 Vérifications des contraintes à l'ELU:**

- **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

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

- Aux appuis :  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

- En travées :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

Aux appuis:  $e = 15 \text{ cm} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$  .....Condition vérifiée.  
En travées :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

Aux appuis:  $e = 20\text{cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$  .....Condition vérifiée.  
En travées :  $e = 20\text{cm}$

- **Contrainte tangentielle (Art A.5.1.2 BAEL91/99):**

$$T_u \max = 23,05 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{23,05 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,177 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \min \{0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,25; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3):**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9.d.\Sigma U_i}$$

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

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$$\Sigma U_i = n. \pi. \varnothing = 6. 3,14. 1,2 = 22,60 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou : } \tau_{se} = \frac{23,05.10^3}{0,9.130.226} = 0,87\text{MPa} \leq \tau_{se} = 3,15\text{MPa}..... \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement:**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\varnothing.f_e}{4.\tau_s} \rightarrow \tau_s = 0,6. \Psi_s^2. f_{t28} = 0,6. (1,5)^2. 2,1 = 2,835\text{MPa}.$$

$$l_s = \frac{12.400}{4.2,835} = 423,28 \text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 45\text{cm.}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_s = 0,4.l_s = 0,4.45 = 18 \text{ cm.}$

Soit  $L_s = 20 \text{ cm.}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4.f_{c28}.a.b}{\gamma_b}$$

Avec:  $a = 0,9$   $d = 0,9.13 = 11,7 \text{ cm.}$

$$V_u = \frac{0,4.25.11,7.100}{1,5} = 780\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} = 23,05 \text{ KN} < 780\text{KN}..... \text{Condition vérifiée.}$$

## - Influence sur les armatures :

On doit vérifier que  $A_a \geq \frac{T_y^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{23,05.10^3}{348} = 66,23 \text{ mm}^2$ .

$A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > 6,62 \text{ cm}^2$ . ..... Condition vérifiée.

## III-4-5 Calcul à l'ELS:

## Etat limite de service ELS:

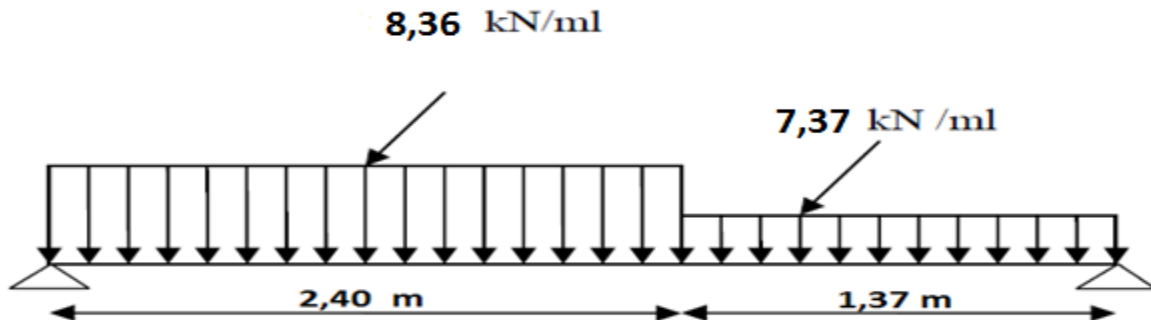


Figure III.4.4: Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELS.

- Combinaison des charges à l'ELS

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- Calcul des réactions d'appuis:

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8,36.2,4 + 7,37.1,37 = 30,16 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B.3,77 - 8,36.2,4.1,2 - 7,37.1,37.3,085 = 0$$

$$R_B = 14,65 \text{ KN.} \rightarrow R_A = 15,51 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

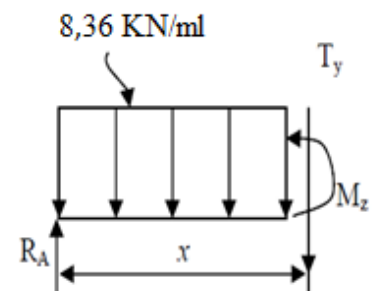
1er tronçon  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$  :

## Efforts tranchants:

$$T_y = -8,36.x + 15,51$$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = +15,51 \text{ KN.}$$

$$x = 2,40 \text{ m} \rightarrow T_y = -4,55 \text{ KN.}$$



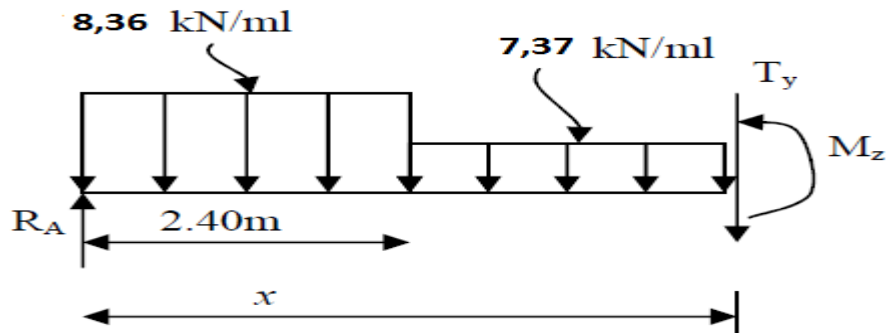
## Moments fléchissant:

$$M_z = -8,36 \cdot \frac{x^2}{2} + 15,51 \cdot x$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow M_z = 13,14 \text{ KN.m}$$

2ème tronçon  $2,40\text{m} \leq x \leq 3,77\text{m}$  :



**Efforts tranchants:**

$$T_y = -8,36 \cdot (2,40) - 7,37 \cdot (x - 2,40) + 15,51$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow T_y = -4,55 \text{ KN.}$$

$$x = 3,77\text{m} \rightarrow T_y = -14,64 \text{ KN.}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = 15,51 \cdot x - 8,36 \cdot 2,4 \cdot x - \frac{2,4}{2} - 7,37 \cdot \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow M_z = 13,14 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,77\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{z_{\max}} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -8,36 \cdot x + 15,51 = 0 \rightarrow x = 1,85 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,85 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{z_{\max}} = 14,54 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

**- Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0,3 M_{z_{\max}} = -0,3 \cdot 14,54 = -4,36 \text{ KN.m}$$

**- En travées :**

$$M_{ut} = 0,85 M_{z_{max}} = 0,85.14,54 = 12,36 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

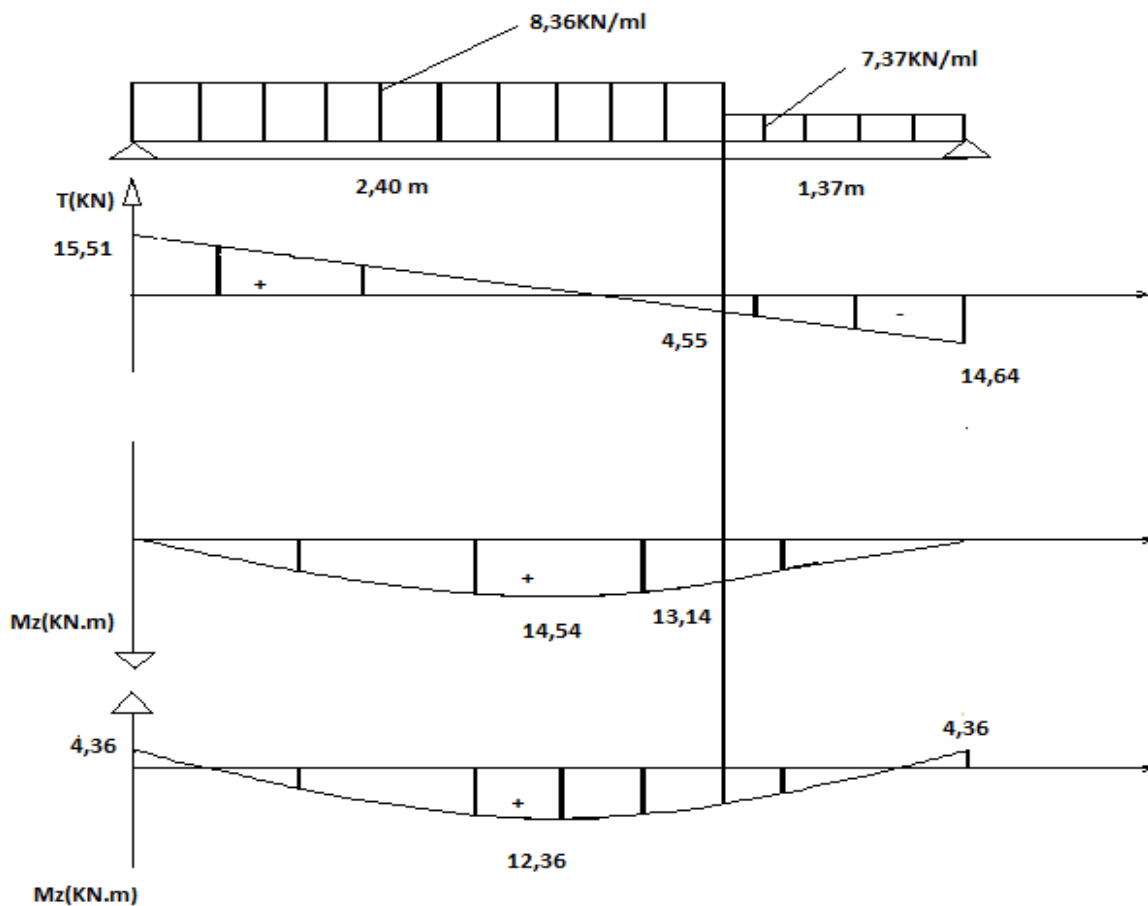


Figure III.4.5: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III -4-6 Vérification des contraintes à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

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

En travées :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.6,79}{100.13} = 0,52 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,892 ; k_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{12,36 . 10^3}{0,892 . 13 . 6,79} = 156,97 \text{ MPa.}$$



$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{156,97}{31,30} = 5,01 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.6,79}{100.13} = 0,52 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,892 ; k_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{4,36 . 10^3}{0,892 . 13 . 6,79} = 55,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{55,37}{31,30} = 1,77 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{3,77} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{0,15}{3,77} = 0,039 < \frac{12,36}{10.4,36} = 0,28 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{1000.130} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

Les conditions ne sont pas vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^S . L^2}{10 . E_v . I_0} < f = \frac{L}{500} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \text{ m.}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère  $E_v = 3700 . \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

$I_0$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$L$ : Longueur libre.

– **Calcul des paramètres:**

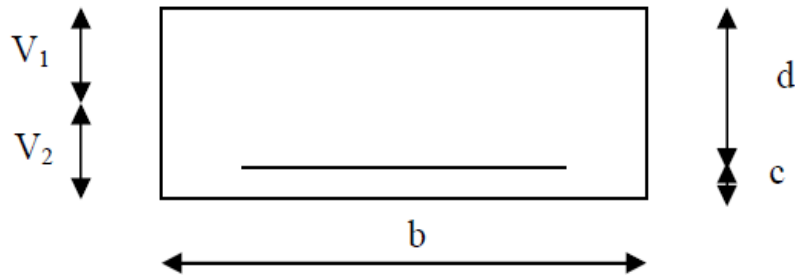
$S_{xx'}$  : Moment statique ;

$$S_{xx'} = \frac{b . h^2}{2} + 15 . A_t . d = \frac{100 . 15^2}{2} + 15 . 6,79 . 13 = 12574,05 \text{ cm}^2.$$

$B_0$  : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 6,79) = 1601,85 \text{ cm}^2..$$

**Position du centre de gravité :**



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12574,05}{1601,85} = 7,84 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,84 = 7,16 \text{ cm}.$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

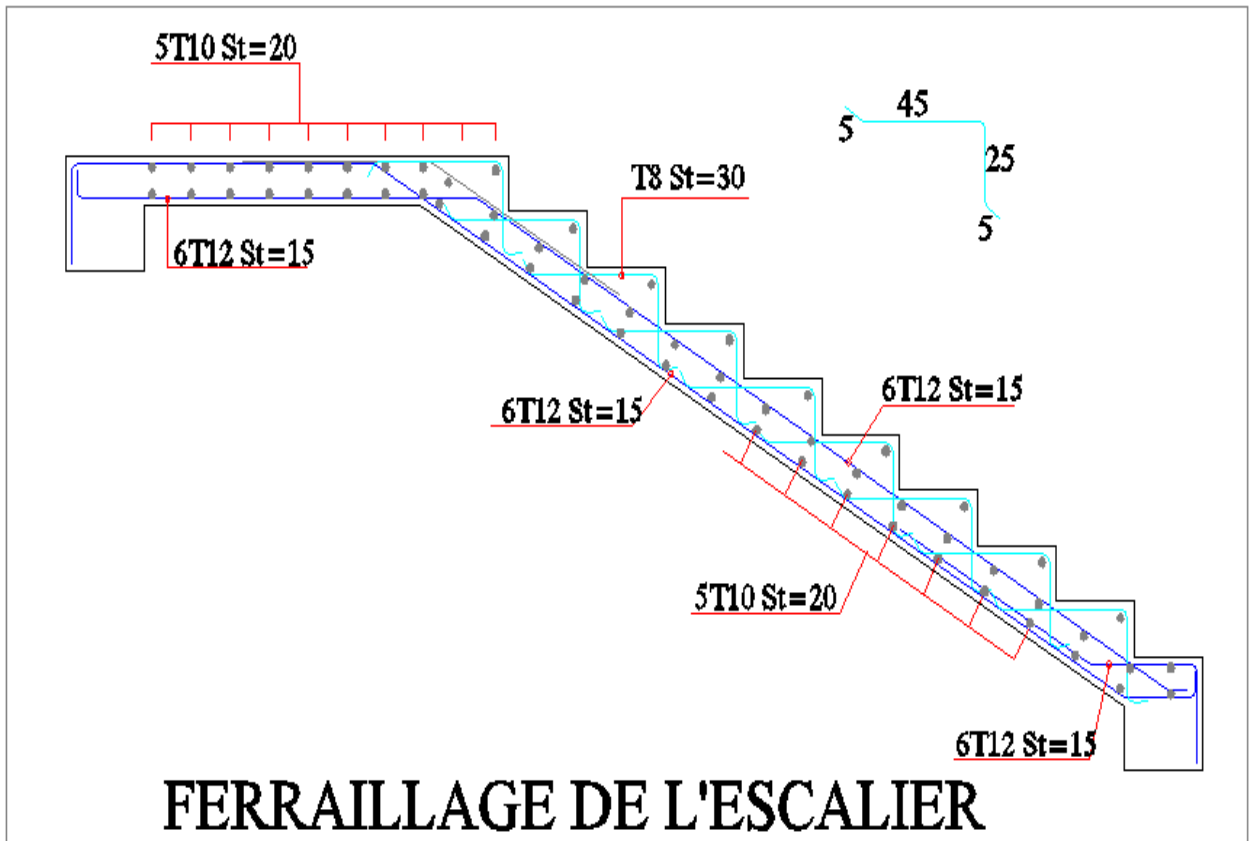
$$I_0 = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 + 15 \cdot A_t \cdot V_2 - c^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} 7,84^3 + 7,16^3 + 15 \cdot 6,79 \cdot (7,16 - 2)^2 = 30999,71 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{12,36 \cdot 3,77^2}{10 \cdot 10818,865 \cdot 10^3 \cdot 30999,71 \cdot 10^{-8}} = 0,0052 \text{ m} < f = 0,0074 \text{ m}.$$

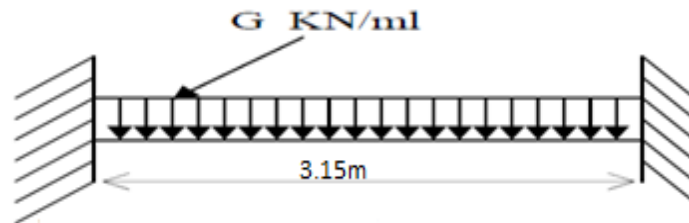
- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.



**III-4-7 Calcul de la poutre palière:**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux sa portée est de 3,15 m (longueur libre entre nus d'appuis).



**Figure III.4.6:** Schéma de la poutre palière.

**1) Pré-dimensionnements**

- La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad h_t : \text{la hauteur de la poutre}$$

$L$  : la partie libre  $L = 3,15$  m.

$$21\text{cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm} \text{ On prend } h_t = 30 \text{ cm}$$

- La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \text{ On prend } b=20 \text{ cm}$$

**2) Recommandations du RPA (Art 7.5.1) :**

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,5 < 3$$

Notre poutre a pour dimensions  $(b.h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

**3) Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière:**

Poids propre de la poutre:  $G = 0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN /ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU :  $R_B = 23,05 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_B=14,65 \text{ KN/ml}$

Poids du mur  $G_M = 1,46 \times 2,76 = 4,03 \text{ KN/ml}$

#### 4) Calcul à l'état limite ultime:

Poids propre de la poutre à l'ELU  $q_{pp}=1,35.G= 1,35.(1,5+4,03)=7,46 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU :  $R_B=23,05 \text{ KN/ml}$

$q_u = (7,46+23,05)=30,51 \text{ KN/ml}$

#### 5) Réaction d'appuis:

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} \cdot l = \frac{30,51}{2} \cdot 3,15 = 48,06 \text{ KN.}$$

#### 6) Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} T_y &= -30,51 \cdot (x) + 48,06 & x = 0\text{m} &\rightarrow T_y = 48,06 \text{ KN.} \\ & & x = 3,15\text{m} &\rightarrow T_y = -48,06 \text{ KN.} \end{aligned}$$

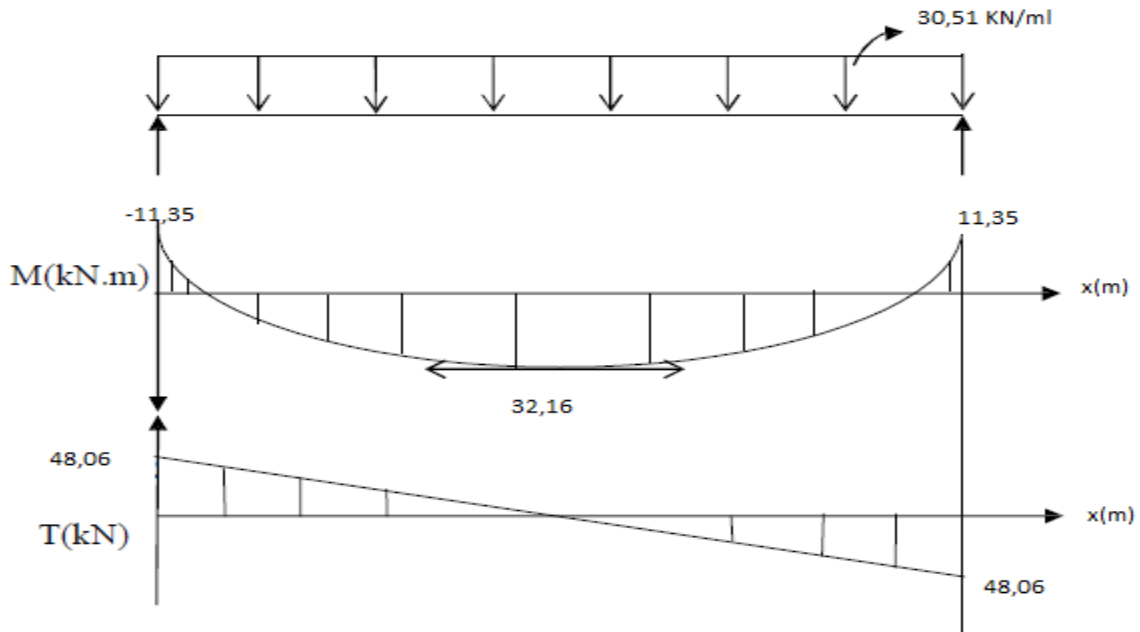
#### 7) Moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_u}{8} \cdot l^2 = \frac{30,51}{8} \cdot 3,15^2 = 37,84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 37,84 = 32,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 37,84 = -11,35 \text{ kN.m}$$



**Figure III.4.7 :** Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

#### ❖ Calcul des armatures

##### • En appuis :

$h = 30 \text{ cm}$ ;  $d = 28 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,35 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,050 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,974.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,35 \cdot 10^6}{0,974 \cdot 280 \cdot 348} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>** .

##### • Aux travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,16 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,144 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,144 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,922.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32,16 \cdot 10^6}{0,922 \cdot 280 \cdot 348} = 3,58 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>** .

➤ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.  $A_t = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

La section d'armature calculée en appuis et en travées sont supérieures à la section minimale donnée par le RPA version 2003. Donc on maintient les sections d'armatures calculées.

❖ **Vérification à l'ELU:**

• **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

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

• **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1.) :**

$T_{\max} = 48,06 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{48,06 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 0,85 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = \min \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa} .$$

$\tau_u < \tau_u \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**Conclusion :** Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

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

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,05 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 12} = 1,68 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,68 \text{ MPa} < \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,06 \text{ cm. On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse l'épaisseur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91/99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm. on prend : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

- **Appuis de rive :**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures

suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

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

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{48,51 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.



**- Influence sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91):**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.48,51.10^3}{200.0,9.280} = 1,92 \text{ MPa} \leq \frac{0,8.25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

**- Calcul des armatures transversales :**

**1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):**

$$\phi_t < \min \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} = \min 14; 8,57; 20 = 8,57 \text{ mm.}$$

Soit:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ . Nous adopterons pour 1cadre et un étrier en  $\phi 8$  .Donc  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**2) Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} = \min 25,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm} = 25,2 \text{ cm} .$$

**Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):**

**1) Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \frac{h}{4}; 12 \phi = \min 7,5 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

**2) Zone courante (travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} . \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} .$$

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**3)-Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003.10.20 = 0,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{st adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ RPA}} = 0,6 \text{ cm}^2. ....Condition vérifiée.$$

**4)-Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22 / BAEL91):**

$$A_{\min} > \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{400} = \frac{0,4 \cdot 20 \cdot 10}{400} = 0,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{st adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ BAEL}} = 0,20 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Vérification à l'ELS :****a) combinaison de charge:**

Poids propre de la poutre:  $G_p = 0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_B = 14,65 \text{ KN/ml}$

Poids du mur  $G_M = 1,46 \times 2,76 = 4,03 \text{ KN/ml}$ .

**b) Calcul à l'état limite de service :**

Poids propre de la poutre à l'ELU  $q_{pp} = 1,5 + 4,03 = 5,53 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELS :  $R_B = 14,65 \text{ KN/ml}$

$$q_s = (5,53 + 14,65) = 20,18 \text{ KN/ml}$$

**5) Réaction d'appuis:**

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} \cdot l = \frac{20,18}{2} \cdot 3,15 = 31,78 \text{ KN}.$$

**6) Efforts tranchants :**

$$\begin{aligned} T_y &= -20,18 \cdot (x) + 31,78 & x = 0 \text{ m} &\rightarrow T_y = 31,78 \text{ KN.} \\ & & x = 3,15 \text{ m} &\rightarrow T_y = -31,78 \text{ KN.} \end{aligned}$$

**7) Moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{20,18}{8} \cdot 3,15^2 = 25,03 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 25,03 = 21,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 25,03 = -7,51 \text{ kN.m}$$

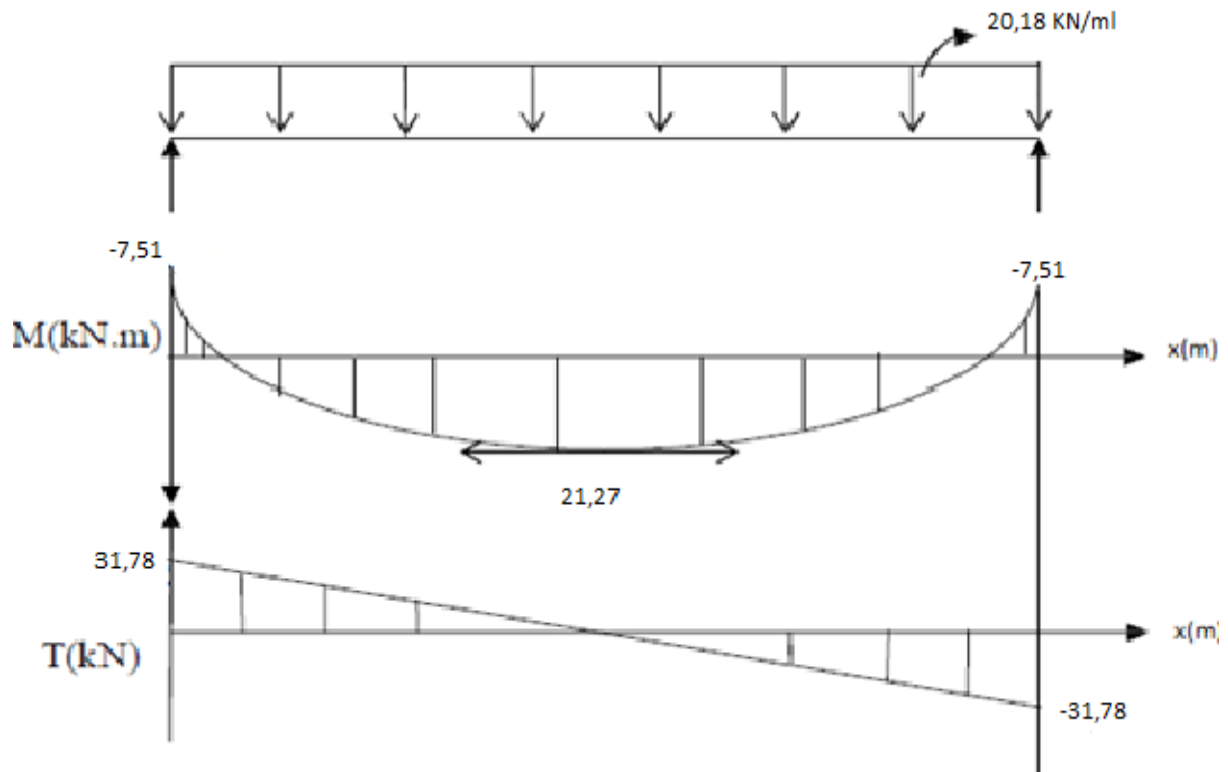


Figure III.4.8 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**En travées :**  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,62}{20,28} = 0,825 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,870 ; k_1 = 23,46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{21,27 \cdot 10^3}{0,870 \cdot 28,4,62} = 188,997 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188,99}{23,46} = 8,05 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{20,28} = 0,605 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,885 ; k_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{7,51 \cdot 10^3}{0,885 \cdot 28,3,39} = 89,40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{89,40}{28,48} = 3,14 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{21,27}{10.25,03} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{20.28} = 0,00825 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

Une des conditions n'est pas vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s.L^2}{10.E_v.I_0} < f = \frac{L}{500} = \frac{3,15}{500} = 0,0063 \text{ m.}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère  $E_{vj} = 3700.^3 \overline{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$

$I_0$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$L$ : Longueur libre.

– **Calcul des paramètres:**

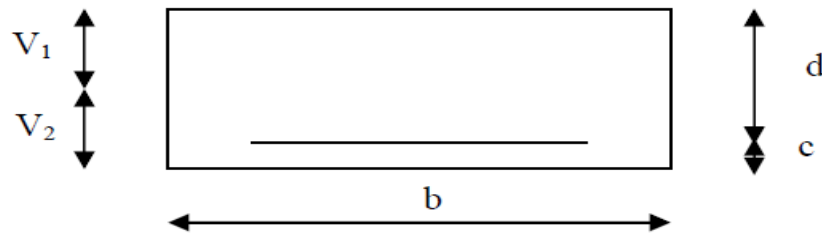
$S_{xx'}$  : Moment statique ;

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d = \frac{20.30^2}{2} + 15.4,62.28 = 10940,40 \text{ cm}^2.$$

$B_0$  : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b.h + 15A_t = (20 \times 30) + (15 \times 4,62) = 669,30 \text{ cm}^2..$$

Position du centre de gravité :



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{10940,40}{669,30} = 16,34 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,34 = 13,66 \text{ cm}.$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

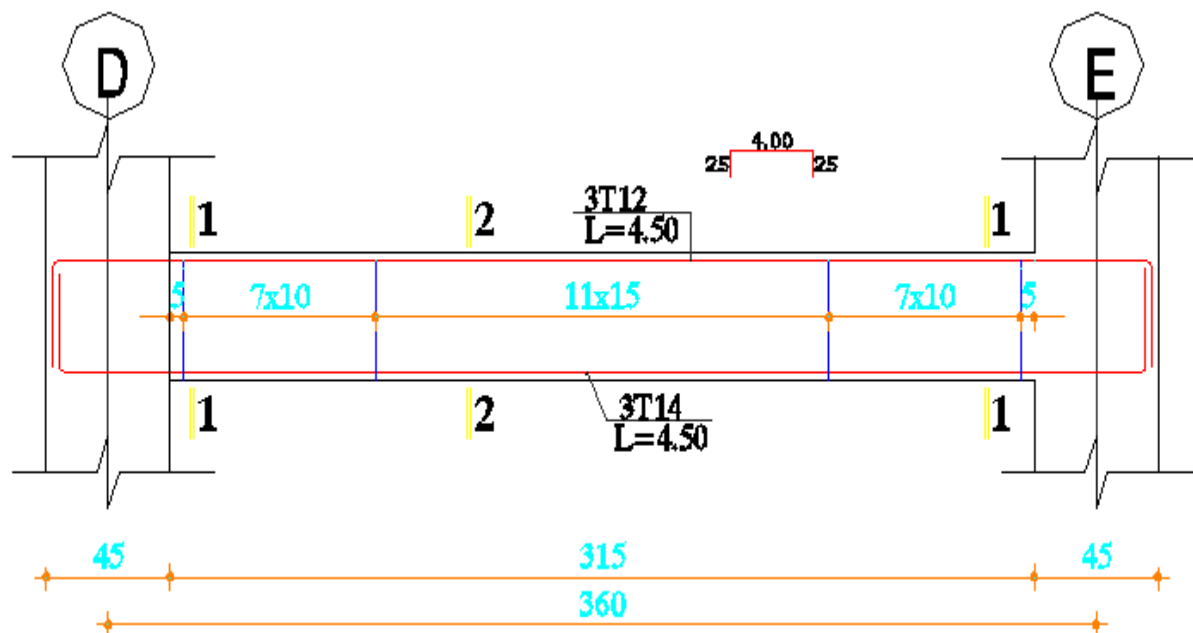
$$I_0 = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 + 15 \cdot A_t \cdot V_2 - c^2$$

$$I_0 = \frac{20}{3} 16,34^3 + 13,66^3 + 15,4,62 \cdot (13,66 - 2)^2 = 55499,08 \text{ cm}^4$$

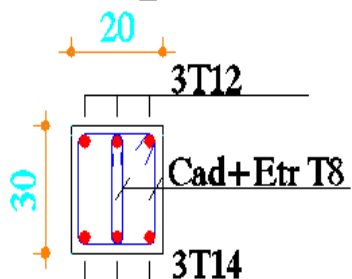
$$f = \frac{21,27 \cdot 3,15^2}{10 \cdot 10818,865 \cdot 10^3 \cdot 55499,08 \cdot 10^{-8}} = 0,0035 \text{ m} < f = 0,0074 \text{ m}.$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34):**

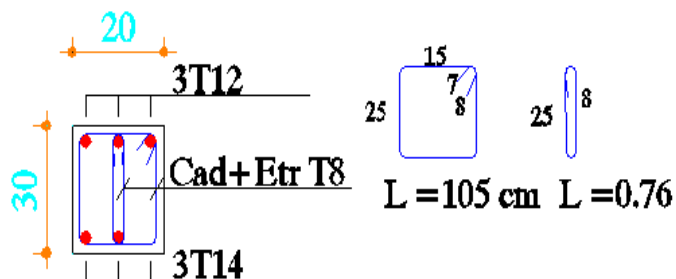
La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.



coupe 1-1



coupe 2-2



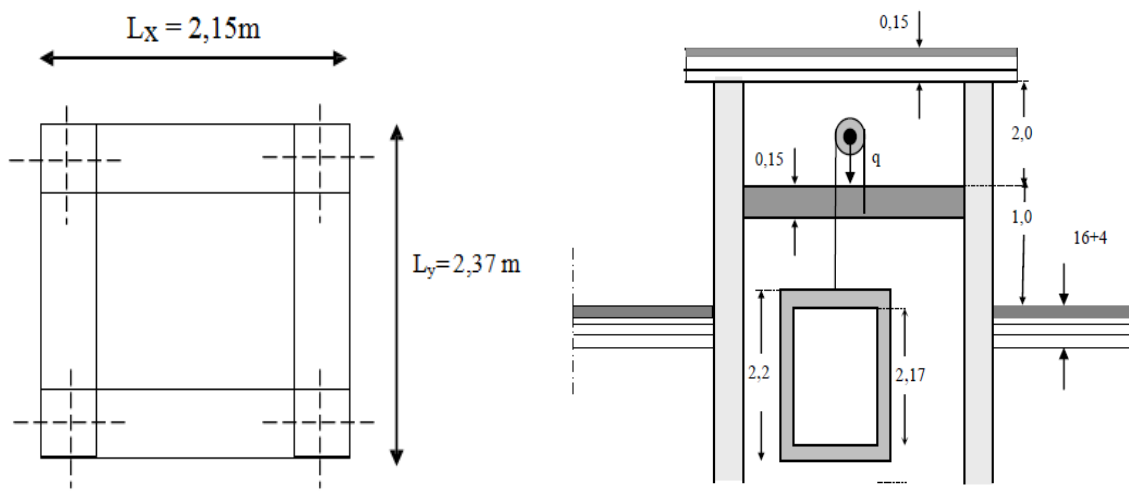
**Ferrailage de la poutre palière.**

**III-5 Salle machine:**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$ , pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

**A- Caractéristique de l'ascenseur:**

$$L_x = 2,15\text{ m} ; \quad L_y = 2,37\text{ m} ; \quad S = 5,095\text{ m}^2.$$



**Figure III-5-1 : Salle machine.**

**B- Charge nominale, la surface et le poids total :**

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

**III-5 -1 Calcul de la dalle pleine :**

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

**III-5 -2 Pré-dimensionnement:**

La dalle n'est pas continue.

### 1) Hauteur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{215}{30} = 7,16 \text{ cm.}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

On optera pour une hauteur  $h = 15\text{cm}$ .

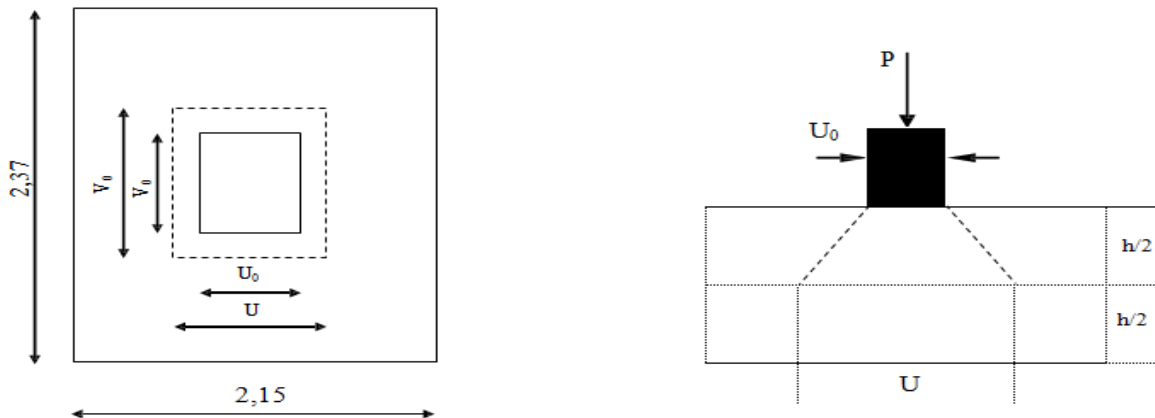


Figure III-5-2 : Schéma statique.

### 3) Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec:  $\nu$  coefficient de poisson - ELU  $\nu = 0$ .

- ELS  $\nu = 0,2$ .

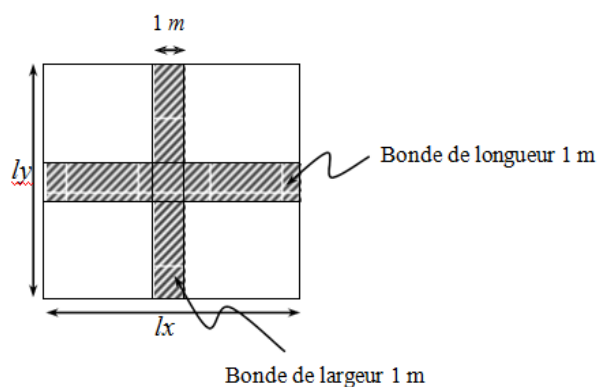
$M_1$  et  $M_2$ : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le

rapport :  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,15}{2,37} = 0,907 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,907 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{215} = 0,441.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{237} = 0,400.$$





Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans le sous tableau de PIGEAU relatif à  $\rho=0,9$  :

Une interpolation simple donne les valeurs suivantes :

$$M_1 = 0,112 \quad , \quad M_2 = 0,094$$

**a-Calcul de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

- A l'ELU :  $v = 0$

$$P = 1,35 \quad Q = 1,35 \times 10 \text{ t} = 13,5 \text{ t} = 135 \text{ KN} \quad \text{Donc : } M_{x1} = P M_1 = 135 \times 0,112 = 15,12 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = P M_2 = 135 \times 0,094 = 12,69 \text{ KN}$$

**b-Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

On a  $0,4 < \rho < 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,907 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \quad \begin{aligned} \mu_x &= 0,0458 \\ \mu_y &= 0,778 \end{aligned}$$

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

$$\text{Avec : } G = 25,0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times 2,15^2 = 1,389 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,389 = 1,080 \text{ KN.m}$$

**c- Les moments globaux:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,12 + 1,389 = 16,509 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,69 + 1,080 = 13,770 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue. On aura donc :

- Moments en travée :  $M^t = 0,85 M$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 14,032 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 11,704 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :  $M^a = - 0,30 M$

$$M_x^a = - 0,3 M_x = - 4,952 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = - 0,3 M_y = - 4,131 \text{ KN.m}$$

**III-5 -3 Calcul de la section d'armature :****1-Sens longitudinal :****- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bc}} ; \mu_b = \frac{14,032.10^3}{100.13^2.1,42} = 0,058 < 0,392 .$$

$\mu_b=0,058 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,058 \rightarrow \beta = 0,970.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\delta_{st}} ; A_t = \frac{14,032.10^3}{0,970.13.348} = 3,19 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour  $A_t=5\text{HA}10= 3,92 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t= 20 \text{ cm}$ .

**Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} ; \mu_b = \frac{4,952.10^3}{100.13^2.1,42} = 0,020 < 0,392.$$

$\mu_b=0,020 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,020 \rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\delta_{st}} ; A_a = \frac{4,952.10^3}{0,990.13.348} = 1,105 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour  $A_a=4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t= 25 \text{ cm}$ .

**2-Sens transversal :****- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bc}} ; \mu_b = \frac{11,704.10^3}{100.13^2.1,42} = 0,048 < 0,392$$

$\mu_b=0,048 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,048 \rightarrow \beta = 0,975.$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} ; A_t = \frac{11,704 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 13,348} = 2,65 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour  $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml} = 3,02 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**- Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{4,131 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 1,42} = 0,017 < 0,392$$

$\mu_b = 0,017 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} ; A_a = \frac{4,131 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 13,348} = 0,920 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III-5 -4 Vérifications a l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité du béton (Art :B-7-4/BAEL91):

$$A_s \geq A_{\min} = w_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,907$$

Avec:  $w_0 = 0,0008$  pour  $HA Fe E400$

$A_{\min}$ : section minimale d'acier.

$S$  : section du béton.

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{(3-0,907)}{2} = 1,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2) Diamètre des barres :

On doit vérifier que :  $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10}$ .

$\emptyset$ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}.$$

### 3) Vérification de l'espacement des barres :

-Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

-Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### 4) Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91):

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (95 + 95) = 3,80 \text{ m}.$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 10 = 13,50 \text{ t}.$$

$$q_u = 13,50 \text{ t} \leq \frac{0,045 \cdot 3,80 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 42,75 \text{ t}.$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

### 5) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

**Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} ; \text{ avec } P = 100 \cdot 1,35 = 135 \text{ KN}; 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}.$$

$$T_u = \frac{135}{2 \cdot 0,95 + 0,95} = 47,36 \text{ KN}.$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{135}{2,0,95} = 47,36 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{47,36}{1000,130} b = 0,364 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,364 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-5 -6 Vérifications a l'ELS :

#### 1) Evaluation des moments Mx et My :

##### a) Calcul de M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub>:

- A l'ELS :  $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 100 (0,103 + 0,2 \cdot 0,092) = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2 M_1) = 100 (0,092 + 0,2 \cdot 0,103) = 11,26 \text{ KN.m}$$

##### b) Calcul de M<sub>x2</sub> et M<sub>y2</sub>:

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,953 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \quad \begin{array}{l} \mu_x = 0,0480 \\ \mu_y = 0,934 \end{array}$$

$$M_{x2} = 0,0480 \cdot 4,75 \cdot 2,05^2 = 0,958 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,934 \cdot 0,958 = 0,894 \text{ KN.m}$$

##### c) Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,14 + 0,958 = 13,098 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,26 + 0,894 = 12,154 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

$$\text{Moment en travée : } M^t = 0,85 M$$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 13,098 = 11,133 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 12,154 = 10,331 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments aux appuis : } M^a = - 0,3 M$$

$$M_x^a = -0,3 M_x = - 0,3 \cdot 13,098 = - 3,929 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = - 0,3 M_y = - 0,3 \cdot 12,154 = - 3,646 \text{ KN.m}$$

**3) Etat limite de fissuration :**

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

**3) Etat limite de compression du béton :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ ) on doit vérifier la condition suivante :

**- Sens longitudinal:**

**Aux appuis :**  $M_a = 3,929 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.13} = 0,154 \quad \begin{matrix} \alpha_1 = 0,193 \\ \beta_1 = 0,936 \end{matrix}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{3,929.10^3}{0,936.13.2,01} = 160,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160,64 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,016\sigma_s < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,016.160,64 = 2,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée:**  $M_t = 11,133 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.3,02}{100.13} = 0,232 \quad \begin{matrix} \alpha_1 = 0,231 \\ \beta_1 = 0,923 \end{matrix}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{11,133.10^3}{0,923.13.3,02} = 307,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 307,22 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,02\sigma_s < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,02.307,22 = 6,152 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal:

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

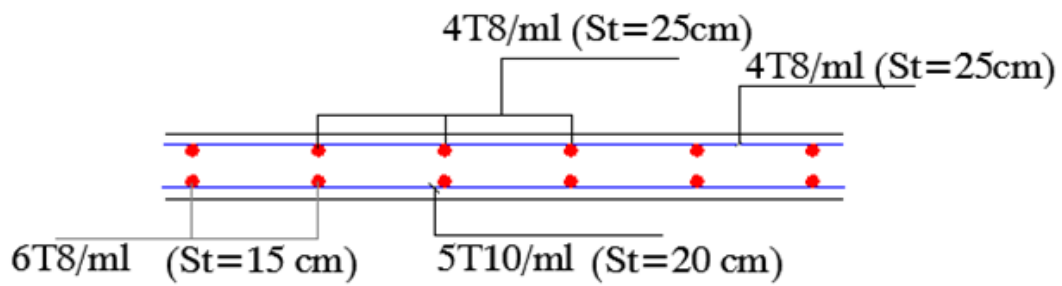
4) Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

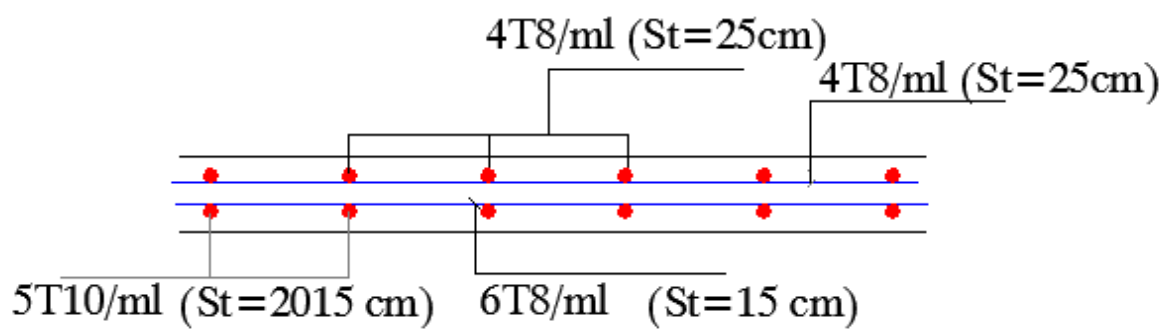
- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20.M_y} \rightarrow \frac{15}{205} = 0,073 > \frac{0,85.13,098}{20.13,098} = 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,02}{100.13} = 0,0023 \leq \frac{2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Conclusion :** La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

suivant x-x



suivant y-y



**Ferraillage de la salle machine.**



# Chapitre V

## Ferraillage des poutres

**IV -1Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

**IV-2 Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV-3 Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini, par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

Par ailleurs, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible des masses et des rigidités des éléments de la structure.

**IV-4 Modélisation de la structure :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes, dans les éléments structuraux, le calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

**IV-4-1 Description du logiciel *ETABS* :**

C'est 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.

Par ailleurs, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses 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 d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..).

#### **IV-4-2 Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.), par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

#### **IV-4-3 Modélisation des masses :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité «  $\beta.Q$  » RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **IV-5 Calcul dynamique du bâtiment :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la *méthode dynamique modale spectrale* en utilisant le spectre de réponse défini dans le R.P.A.99 version 2003.

### **Méthode modale spectrale :**

#### **a- Hypothèses de calcul :**

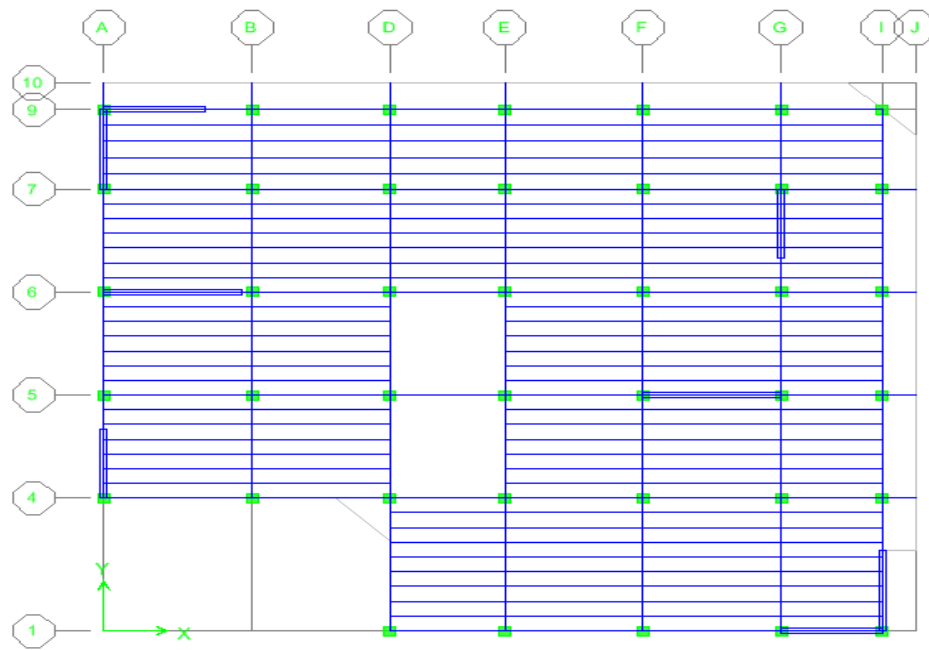
- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

#### **b- Analyse de la structure :**

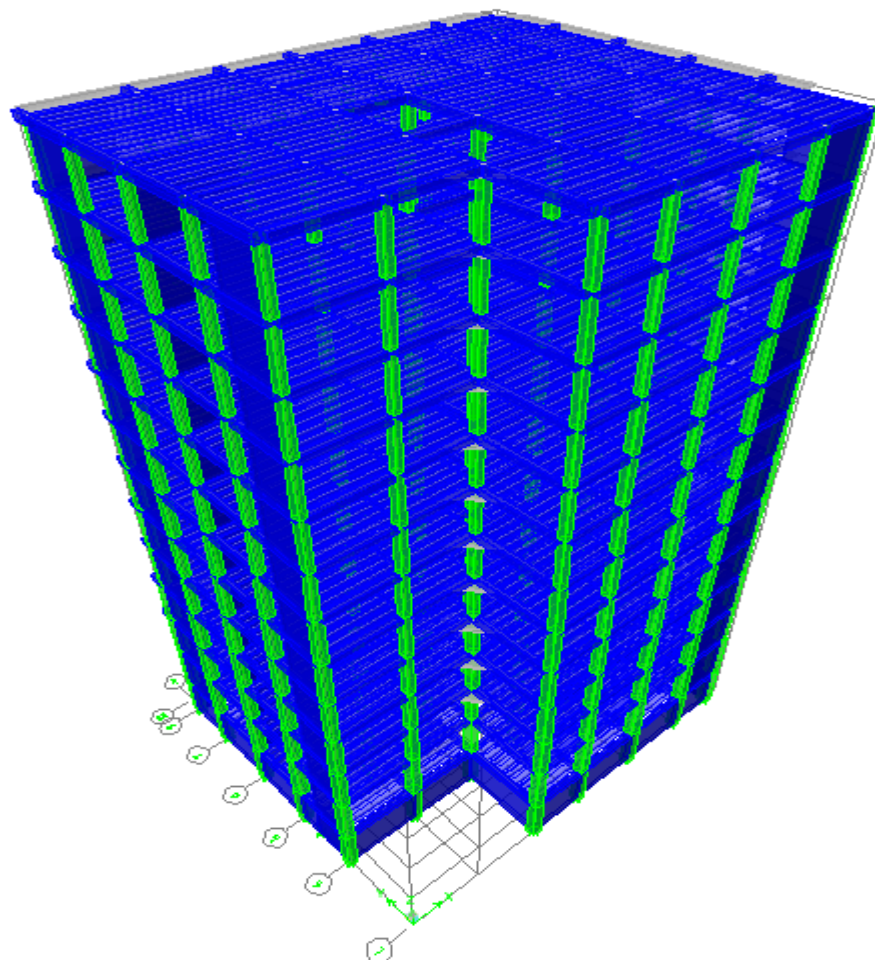
Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portiques et voiles). En ce qui concerne les voiles, le choix de leur positionnement doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

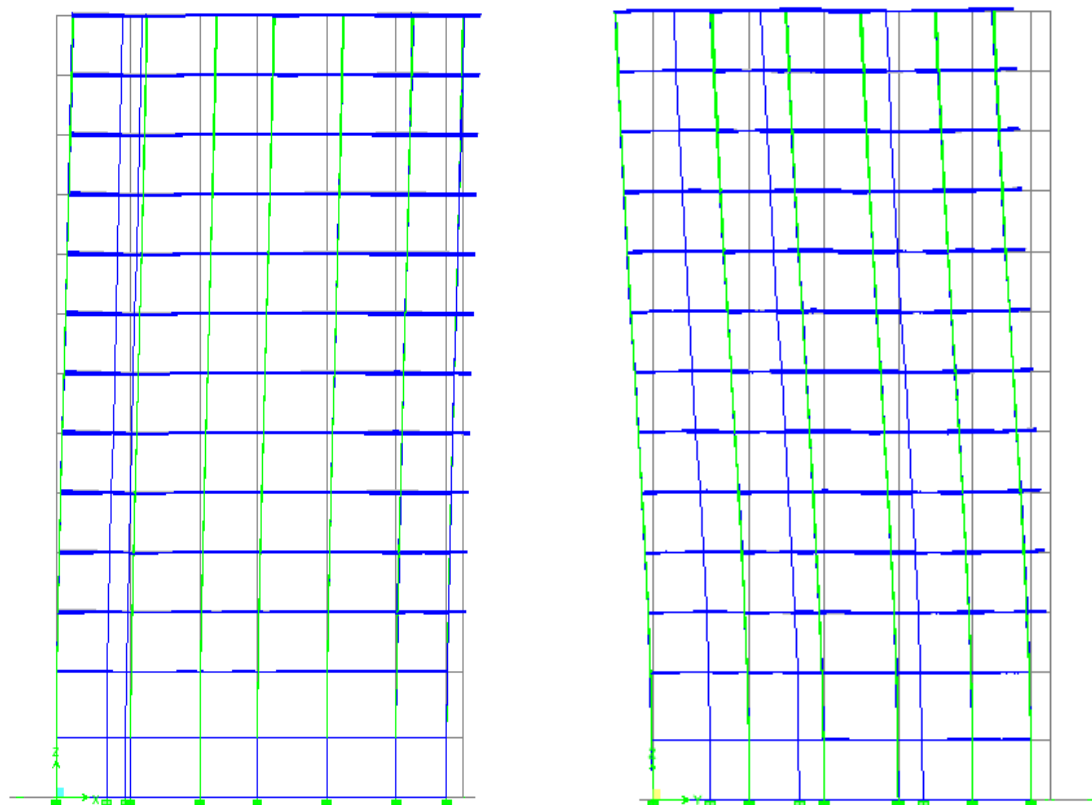
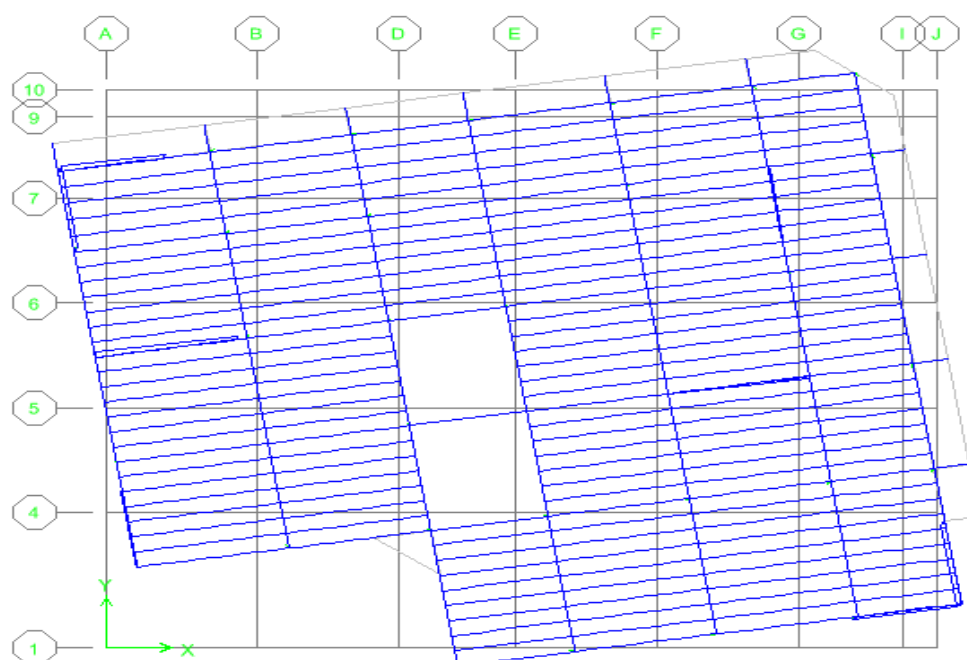
En respectant l'architecture et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :



**Figure IV-1-1 :** Disposition des voiles.



**Figure IV-1-2 :** Modélisation tridimensionnelle de la structure.

Mode 1 :  $T = 1.05s$ Mode 2 :  $T = 0.97s$ Mode 3 :  $T = 0.79s$ **Figure IV-2 :** Les déformées modales obtenues après analyse.

**a- Justification de l'interaction « Voiles -Portiques » :**

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales. La stabilité de la structure étudiée est assurée par des portiques, et un ensemble de refends disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

On doit vérifier les relations suivantes :

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\sum (F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprise par les portiques ;}$$

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\sum (F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprise par les voiles.}$$

**➤ Portiques :**

Niveau	Vtotal (KN)		Vprtiques (KN)		Vportiques (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
<b>RDC</b>	2920.08	2820.94	755.50	897.36	25.87	31.81
<b>1</b>	2851.58	2693.09	738.65	1001.87	25.90	37.20
<b>2</b>	2738.01	2752.84	738.65	1287.58	26.97	46.77
<b>3</b>	2611.86	2593.13	1014.77	1125.53	38.85	43.40
<b>4</b>	2465.57	2472.57	1012.16	1225.06	41.05	49.54
<b>5</b>	2282.45	2294.25	1114.82	1290.24	48.84	56.23
<b>6</b>	2083.63	2053.49	858.91	966.91	41.22	47.08
<b>7</b>	1880.25	1876.68	892.58	985.19	47.47	52.49
<b>8</b>	1628.18	1629.71	910.35	973.20	55.91	59.71
<b>9</b>	1342.28	1303.57	612.28	631.14	45.61	48.41
<b>10</b>	1019.97	908.90	607.53	601.83	59.56	66.21
<b>11</b>	581.04	603.48	660.39	623.45	113.65	103.30

**Tableau IV-1 : Résumé des charges revenant aux portiques.**

## ➤ Voiles :

Niveau	V <sub>total</sub> (KN)		V <sub>voiles</sub> (KN)		V <sub>voiles</sub> (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
<b>RDC</b>	2920.08	2820.94	2184.80	1938.50	74.81	68.71
<b>1</b>	2851.58	2693.09	2148.71	1724.74	75.35	64.04
<b>2</b>	2738.01	2752.84	1770.68	1518.30	64.67	55.15
<b>3</b>	2611.86	2593.13	1738.93	1510.98	66.57	58.26
<b>4</b>	2465.57	2472.57	1493.41	1289.44	60.57	52.14
<b>5</b>	2282.45	2294.25	1211.75	1047.57	53.08	45.66
<b>6</b>	2083.63	2053.49	1262.56	1116.06	60.59	54.34
<b>7</b>	1880.25	1876.68	1028.88	924.42	54.72	49.25
<b>8</b>	1628.18	1629.71	773.75	702.05	47.52	43.07
<b>9</b>	1342.28	1303.57	777.51	706.27	57.92	54.17
<b>10</b>	1019.97	908.90	525.67	398.28	51.53	43.82
<b>11</b>	581.04	603.48	357.34	281.22	61.50	46.59

**Tableau IV-2 :** Résumé des charges revenant aux voiles.**Conclusion :**

En comparant les résultats, on voit bien que pour les deux sens (longitudinal et transversal), les deux systèmes de contreventement (voiles et portiques) travaillent conjointement. De ce fait, les charges sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

**IV-6 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :****IV-6-1 Nombre de modes à retenir :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.



Mode	Période	$U_X$	$U_Y$	$\Sigma U_X$	$\Sigma U_Y$
1	1.05	14.11	52.23	14.11	52.23
2	0.97	50.71	13.92	64.82	66.15
3	0.79	0.04	0.01	64.87	66.17
4	0.30	2.07	11.92	66.94	78.10
5	0.25	13.64	2.46	80.59	80.56
6	0.20	0.02	0.06	80.61	80.63
7	0.14	0.73	4.85	81.35	85.48
8	0.11	5.34	0.81	81.69	86.30
9	0.09	0.01	0.0006	86.71	86.30
10	0.08	0.37	2.68	87.09	88.99
11	0.06	2.7	0.39	89.79	89.38
12	0.05	0.19	1.53	89.99	90.92
13	0.05	0.07	0.11	90.06	91.03

Tableau IV-3 : Résultats d'analyse dynamique.

**Remarque :**

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 1,05$  s ;
- Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation ;
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation ;
- On doit retenir les 13 premières modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le R.P.A.99).

**IV-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$ .

L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$W$  : poids de la structure ;

$A$  : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du R.P.A. en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage ;

A	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau IV-4 :** Coefficient d'accélération de zone.

A=0,2 (Zone II<sub>b</sub> et Groupe d'usage 2)

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation, qui est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \\ \leq 3s \quad 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T<sub>2</sub> la période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le R.P.A.

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau IV-5 :** Période caractéristique en fonction de la nature du site.

T<sub>2</sub> = 0,50 s

.  $\eta$  :est facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{7}{(2+\xi)} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV-6 :** Coefficient d'amortissement critique  $\xi$ .

Nous avons un contreventement mixte voiles –portiques, donc on prend :  $\square = 10 \%$

D'où :  $\eta = 0,763 > 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_T . h_N^{3/2} . 4$$

$h_N = 40.12 \text{ m}$  ; qui est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0,05$  ; qui est le coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

$$T = 0.797 \text{ s}$$

$R$  : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,  $R = 5$ .

$Q$  : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R.P.A.99 est la suivante :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec :

$P_q$  : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère  $q$ , selon ce dernier, on affecte les valeurs ci-après :

Critère q	Pq	
	Observé	Non 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

**Tableau IV-7 : Pénalités d'observation ou non du critère q.**

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètre	Résultat
$A$	0,20
$D$	1,39
$Q_{longitudinal}$	1,10
$Q_{transversal}$	1,10
$R$	5
$T$	0,79 s
$\eta$	0,763

**Tableau IV-8 :** Résumé des résultats obtenus.

**- Résultats de calcul à la base de la structure :**

**Méthode statique équivalente :**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,20.1,39.1,10}{5} . W = 0,061W$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,20.1,39.1,10}{5} . W = 0,061W$$

$$V_{x\text{ MSE}} = 3535,9\text{KN}$$

$$V_{y\text{ MSE}} = 3535,9\text{KN}$$

**Méthode spectrale modale :**

$$V_{x\text{ MSM}} = 2930,4 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ MSM}} = 2844,9 \text{ KN}$$

**Comparaison des résultats :**

$$V_{x\text{ MSM}} = 2930,4 \text{ KN} > 80\% V_{x\text{ MSE}} = 2828,72\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$V_{y\text{ MSM}} = 2844,9 \text{ KN} > 80\% V_{y\text{ MSE}} = 2828,72\text{f KN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**IV-6-3 Vérification des déplacements inter étages :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \Delta \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \Delta$$

Avec:  $\Delta = 0,01.h_e$  ;  $h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$\Delta = 0,0306 \text{ m}$  ; pour l'étage courant.

$$\Delta_x^k = R . \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R . \Delta_{ey}^k$$

Aussi:

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où :

$\Delta_{ex}^k$ : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X, (idem dans le sens y, pour  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\delta_{ex}^k$ : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens X, (idem dans le sens y, pour  $\delta_{ey}^k$ ).

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Story	$\Delta_{ex}^k (10^{-3}m)$	$\Delta_{ey}^k (10^{-3}m)$	R	$\Delta (10^{-3}m)$	$\Delta_x (10^{-3}m)$	$\Delta_y (10^{-3}m)$	Observation
STORY13	0,845	0	5	30,6	4,22	0	Vérifiée
STORY13	0	0,834	5	30,6	0	4,17	Vérifiée
STORY12	0,882	0	5	30,6	4,41	0	Vérifiée
STORY12	0	0,884	5	30,6	0	4,42	Vérifiée
STORY11	0,918	0	5	30,6	4,59	0	Vérifiée
STORY11	0	0,937	5	30,6	0	4,69	Vérifiée
STORY10	0,939	0	5	30,6	4,69	0	Vérifiée
STORY10	0	0,970	5	30,6	0	4,85	Vérifiée
STORY9	0,954	0	5	30,6	4,77	0	Vérifiée
STORY9	0	0,998	5	30,6	0	4,99	Vérifiée
STORY8	0,952	0	5	30,6	4,76	0	Vérifiée
STORY8	0	1,008	5	30,6	0	5,04	Vérifiée
STORY7	0,920	0	5	30,6	4,60	0	Vérifiée
STORY7	0	0,983	5	30,6	0	4,91	Vérifiée
STORY6	0,873	0	5	30,6	4,36	0	Vérifiée
STORY6	0	0,944	5	30,6	0	4,72	Vérifiée
STORY5	0,794	0	5	30,6	3,97	0	Vérifiée
STORY5	0	0,872	5	30,6	0	4,36	Vérifiée
STORY4	0,678	0	5	30,6	3,39	0	Vérifiée
STORY4	0	0,770	5	30,6	0	3,85	Vérifiée
STORY3	0,534	0	5	30,6	2,67	0	Vérifiée
STORY3	0	0,627	5	30,6	0	3,10	Vérifiée
STORY2	0,324	0	5	40,0	1,62	0	Vérifiée
STORY2	0	0,383	5	40,0	0	1,91	Vérifiée
STORY1	0,045	0	5	30,6	0,22	0	Vérifiée
STORY1	0	0,045	5	30,6	0	0,22	Vérifiée

**Tableau IV-9 :** Résumé de calcul des déplacements inter-étages.

#### IV-6-4 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

Avec:

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées

au- dessus du niveau (k) ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) .

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage (k).

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Story	$P_k$ (KN)	$\Delta_k^x .R$ (m)	$\Delta_k^y .R$ (m)	$V_k^x$ (KN)	$V_k^y$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$
STORY13	396.22	0.00422	0.00417	582.2	552.2	3,06	0.0009	0.0009
STORY12	824.55	0.00441	0.00442	1018.0	963.9	3,06	0.0012	0.0012
STORY11	1252.88	0.00459	0.00469	1341.9	1293.0	3,06	0.0014	0.0014
STORY10	1685.71	0.00469	0.00485	1627.5	1580.0	3,06	0.0015	0.0016
STORY9	2124.16	0.00477	0.00499	1879.7	1819.6	3,06	0.0017	0.0019
STORY8	2562.61	0.00476	0.00504	2091.8	2029.4	3,06	0.0019	0.0020
STORY7	3006.31	0.00460	0.00491	2284.2	2220.7	3,06	0.0019	0.0021
STORY6	3456.38	0.00436	0.00472	2463.1	2396.3	3,06	0.0019	0.0022
STORY5	3906.45	0.00397	0.00436	2613.5	2550.5	3,06	0.0019	0.0021
STORY4	4362.52	0.00339	0.00385	2739.0	2672.6	3,06	0.0017	0.0020
STORY3	4825.71	0.00267	0.00310	2848.7	2770.4	3,06	0.0014	0.0017
STORY2	5271.95	0.00162	0.00191	2918.2	2833.6	4,00	0.0007	0.0008
STORY1	5794.42	0.00022	0.00022	2930.4	2844.9	3,06	0.0004	0.0004

**Tableau IV-10** : Résumé de calcul du paramètre  $\theta$ .

On a :  $\theta_i < 0,10$  pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$ , dans le calcul des éléments structuraux.

#### IV-6-5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

Etage considéré	$N_d$ (KN)	$B$ ( $m^2$ )	$f_c$ ( $KN/m^2$ )	$v$	Observation
RDC	2112.6	0,3025	25000	0,27	<b>Vérifiée</b>

**Tableau IV-11** : Résumé de calcul du paramètre  $v$ .

**Conclusion :**

- Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- Les déplacements relatifs sont vérifiés ;
- L'effet P-Delta est vérifié ;
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié ;

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.



# Chapitre V

## Ferraillage des poutres

**V-1 Introduction:**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**➤ Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$  .....à l'ELU.
- $G+Q$ .....à l'ELS.
- $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.

**V-2 Recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :****V-2-1 Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Poutres principales de (30x45) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$
- Poutres secondaires de (30x40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

**4%** en zone courante .

Poutres principales de (30x45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$

Poutres secondaires de (30x40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$

**6%** en zone de recouvrement.

Poutres principales de (30x45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$

Poutres secondaires de (25x40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$

- La longueur minimale de recouvrement et de **40 Ø** en zone **II<sub>b</sub>**.
- L'encrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**V-2-2 Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En zone de recouvrement.}$$

Avec  $\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

### V-3 Sollicitations dans les poutres :

Zone I : Du RDC a l'étage de service étage ;

Zone II : Du 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> étage ;

Zone III : Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage;

Zone IV : Du 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage;

Zone V : Du 9<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étage.

#### ❖ Poutres principales:

Zone	Effort	ELU	G+Q±E	0,8G±E	ELS
<b>Zone I</b>	M <sup>-</sup> (KN.m)	85.55	92.85	74.01	61.56
	M <sup>+</sup> (KN.m)	61.74	55.36	59.31	44.35
	V2 (KN)	127.50	105.50	74.30	91.60
<b>Zone II</b>	M <sup>-</sup> (KN.m)	81	133.60	123.67	58.77
	M <sup>+</sup> (KN.m)	56.08	91.11	92.31	40.67
	V2 (KN)	112.90	116.60	94.70	81.90
<b>Zone III</b>	M <sup>-</sup> (KN.m)	103.04	165.99	152.77	74.70
	M <sup>+</sup> (KN.m)	117.70	113.40	112.41	43.12
	V2 (KN)	117.60	129.40	101.40	85.40
<b>Zone IV</b>	M <sup>-</sup> (KN.m)	125.23	169.19	154.89	90.83
	M <sup>+</sup> (KN.m)	64.56	111.33	110.05	46.84
	V2 (KN)	128	130.90	100.20	92.90
<b>Zone V</b>	M <sup>-</sup> (KN.m)	137.85	158.36	142.21	100.02
	M <sup>+</sup> (KN.m)	75.88	93.98	92.11	55.35
	V2 (KN)	119	125.60	91.80	96.50

**Tableau V-1** : Efforts internes dans les poutres principales.

## ❖ Poutres secondaires:

Zone	Effort	ELU	G+Q±E	0,8G± E	ELS
Zone I	M <sup>-</sup> (KN.m)	21.02	46.63	44.39	15.30
	M <sup>+</sup> (KN.m)	13.03	43.79	43.05	9.50
	V <sub>2</sub> (KN)	27.00	46.40	41.80	19.60
Zone II	M <sup>-</sup> (KN.m)	30.98	78.79	72.27	22.53
	M <sup>+</sup> (KN.m)	21.18	64.20	64.51	15.40
	V <sub>2</sub> (KN)	33.10	60.30	57.20	24.10
Zone III	M <sup>-</sup> (KN.m)	42.84	105.42	94.69	31.11
	M <sup>+</sup> (KN.m)	29.40	80.19	74.27	21.41
	V <sub>2</sub> (KN)	40.20	64.00	60.80	29.30
Zone IV	M <sup>-</sup> (KN.m)	56.17	112.52	99.19	40.79
	M <sup>+</sup> (KN.m)	33.64	83.71	75.73	24.50
	V <sub>2</sub> (KN)	43.80	66.2	57.40	31.90
Zone V	M <sup>-</sup> (KN.m)	62.71	109.22	94.25	45.56
	M <sup>+</sup> (KN.m)	35.32	74.62	65.35	25.58
	V <sub>2</sub> (KN)	44.50	62.40	81,80	32.40

Tableau V-2 : Efforts internes dans les poutres secondaires.

**V-4 Etape de calcul des armatures longitudinales**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Pour les aciers FeE400

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

Si  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée ( $A_s' = 0$ ) .**

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée .**

$$M_{fl} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fl} \quad \text{avec: } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \quad A_1 = \frac{M_{fl}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}'} , \quad \text{avec: } \sigma_{st}' = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**V-5 Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui, en zone I :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{59,31 \cdot 10^6}{300 \cdot 420^2 \cdot 14,2} = 0,079$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (As' = 0)}$$

$$\mu = 0,079 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{59,31 \cdot 10^4}{0,079 \cdot 0,42 \cdot 348 \cdot 10^3} = 4,23 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA16+3HA12 = 9,42 cm<sup>2</sup>.

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Ferraillage des poutres principales :**

Zone	Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm2)
Zone I	Travée	61,74	0,082	SSA	0,957	4,41	6,75	3HA16+3HA12 = 9,42
	Appui <sup>sup</sup>	92,85	0,123		0,934	6,80		3HA20+3HA14 = 14,04
	Appui <sup>inf</sup>	59,31	0,079		0,959	4,23		3HA16+3HA12 = 9,42
Zone II	Travée	56,08	0,074	SSA	0,962	3,98	6,75	3HA16+3HA12 = 9,42
	Appui <sup>sup</sup>	133,60	0,177		0,902	10,13		3HA20+3HA14 = 14,04
	Appui <sup>inf</sup>	92,31	0,122		0,935	6,75		3HA16+3HA12 = 9,42
Zone III	Travée	117,70	0,156	SSA	0,915	8,80	6,75	3HA16+3HA12 = 9,42
	Appui <sup>sup</sup>	165,99	0,220		0,874	12,99		3HA20+3HA14 = 14,04
	Appui <sup>inf</sup>	113,40	0,150		0,918	8,45		3HA16+3HA12 = 9,42
Zone IV	Travée	64,56	0,086	SSA	0,955	4,62	6,75	3HA16+3HA12 = 9,42
	Appui <sup>sup</sup>	169,19	0,225		0,871	13,29		3HA20+3HA14 = 14,04
	Appui <sup>inf</sup>	111,33	0,148		0,919	8,28		3HA16+3HA12 = 9,42
Zone V	Travée	75,88	0,100	SSA	0,947	5,48	6,75	3HA16+3HA14 = 9,42
	Appui <sup>sup</sup>	158,36	0,210		0,881	12,29		3HA20+3HA14 = 14,04
	Appui <sup>inf</sup>	93,98	0,125		0,933	6,89		3HA16+3HA14 = 10,65

**Tableau V-3 : Résumé de calcul des poutres principales.**

**Ferraillage des poutres secondaires :**

Zone	Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm2)
Zone I	Travée	13,03	0,026	SSA	0,987	1,02	5	3HA12 = 3,39
	Appui <sup>sup</sup>	46,63	0,093		0,952	3,80		3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui <sup>inf</sup>	43,79	0,088		0,954	3,56		3HA12+3HA16 = 9,42
Zone II	Travée	21,18	0,042	SSA	0,979	1,68	5	3HA12 = 3,39
	Appui <sup>sup</sup>	78,79	0,158		0,914	6,69		3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui <sup>inf</sup>	64,51	0,130		0,930	5,38		3HA12+3HA16 = 9,42
Zone III	Travée	29,40	0,059	SSA	0,970	2,35	5	3HA12 = 3,39
	Appui <sup>sup</sup>	105,42	0,212		0,879	9,31		3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui <sup>inf</sup>	80,19	0,161		0,912	6,82		3HA12+3HA16 = 9,42
Zone IV	Travée	33,64	0,067	SSA	0,966	2,70	5	3HA12 = 3,39
	Appui <sup>sup</sup>	112,52	0,226		0,870	10,04		3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui <sup>inf</sup>	83,71	0,168		0,907	7,16		3HA12+3HA16 = 9,42
Zone V	Travée	35,32	0,071	SSA	0,964	2,84	5	3HA12 = 3,39
	Appui <sup>sup</sup>	109,22	0,220		0,874	9,70		3HA16+3HA14 = 10,65
	Appui <sup>inf</sup>	74,62	0,150		0,918	6,31		3HA12+3HA16 = 9,42

**Tableau V-4 : Résumé de calcul des poutres secondaires.**

**V-6 Vérifications des conditions du RPA :****- Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

**- Armatures transversales :****Poutres principales :**

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12.1,4\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.} \quad \text{En zone courante.}$$

Et:

$$A_t = 0,003.S_t.b = 0,90 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone nodale.}$$

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**Poutres secondaires :**

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12.1,2\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.} \quad \text{En zone courante.}$$

Et:

$$A_t = 0,003.S_t.b = 0,75 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone nodale.}$$

$$A_t = 0,003.S_t.b = 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**❖ Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2.h$  ;  $h$  : La hauteur de la poutre.

$L' = 2.h = 2.45 = 90 \text{ cm}$  ; pour les poutres principales.

$L' = 2.h = 2.40 = 80 \text{ cm}$  ; pour les poutres secondaires.

**V-6 Vérification à l'ELU :****- Condition de non fragilité du béton (BAEL91-art.B.6.4):**

$$A_{\min} \geq A_{\min} = 0,23. b . d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23.30.42. \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0,23.25.37. \frac{2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

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

**- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/art.A.5.1.32):**

$$T_u \leq T_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 127,50 \text{ KN} < T_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,42 \cdot 0,30 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 756 \text{ KN}.$$

$$T_u = 27 \text{ KN} < T_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,37 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 555 \text{ KN}.$$

$T_u < T_u \rightarrow$  Condition vérifiée.

**- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

$$\tau_{se} = \eta \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \eta = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{127,50 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 420 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 20} = 1,79 \text{ MPa} \quad ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{27 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 370 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 16} = 0,53 \text{ MPa} \quad ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

$\tau_{se} < \tau_{se} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**- Ancrage des aciers :**

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\tau_{se} = 0,6 \cdot \eta_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

**- Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

Pour  $\emptyset = 12$ :  $L_a = 42,32 \text{ cm}$

Pour  $\emptyset = 14$ :  $L_a = 49,38 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 16$ :  $L_a = 56,43 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 20$ :  $L_a = 70,54 \text{ cm}$ .

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à  $0,4 \cdot L_s$  pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4 L_s$$

Pour  $\emptyset = 12$ :  $L_c = 16,92 \text{ cm}$

Pour  $\emptyset = 14$ :  $L_c = 19,75 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset=16$ :  $L_c=22,57\text{cm}$ .

Pour  $\emptyset=20$ :  $L_c=28,21\text{cm}$ .

#### - Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour justifier les armatures transversales droites, on doit vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \tau_u$$

$$\tau_u = \min \frac{0,2.25}{1,5} ; 5\text{MPa} = \min(3,33\text{ MPa} ; 5\text{ MPa}) = 3,33\text{ MPa}$$
 Fissuration non préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{127,50 \cdot 10^3}{300 \cdot 420} = 1,01\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{27 \cdot 10^3}{250 \cdot 370} = 0,29\text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \tau_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### V-7 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de résistance du béton en compression ;
- Etat limite de déformation.

#### - Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

#### - Etat limite de résistance du béton à la compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible.

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; A_s : \text{Section d'armatures adoptée à l'ELU} ;$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

$$\text{On calcul } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

#### Poutres principales :

Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	44,35	9,42	0,723	0,877	25,81	123,16	4,77	15	vérifiée.
Zone II	40,67	9,42	0,723	0,877	25,81	121,20	4,69	15	vérifiée.
Zone III	43,12	9,42	0,723	0,877	25,81	128,50	4,97	15	vérifiée.
Zone IV	46,84	9,42	0,723	0,877	25,81	139,58	5,40	15	vérifiée.
Zone V	55,35	9,42	0,723	0,877	25,81	164,94	6,39	15	vérifiée.

**Tableau V-5 :** Vérification du ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS.



Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	61,56	14,04	1,114	0,855	19,50	122,10	6,26	15	vérifiée.
Zone II	58,77	14,04	1,114	0,855	19,50	116,56	5,97	15	vérifiée.
Zone III	74,70	14,04	1,114	0,855	19,50	148,16	7,60	15	vérifiée.
Zone IV	90,83	14,04	1,114	0,855	19,50	180,15	9,23	15	vérifiée.
Zone V	100,02	14,04	1,114	0,855	19,50	198,38	10,17	15	vérifiée.

Tableau V-6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	44,35	9,42	0,845	0,869	23,22	114,09	4,91	15	vérifiée.
Zone II	40,67	9,42	0,845	0,869	23,22	104,63	4,50	15	vérifiée.
Zone III	43,12	9,42	0,845	0,869	23,22	110,93	4,77	15	vérifiée.
Zone IV	46,84	9,42	0,845	0,869	23,22	120,50	5,19	15	vérifiée.
Zone V	55,35	9,42	0,845	0,869	23,22	142,39	6,13	15	vérifiée.

Tableau V-7 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs à l'ELS.

**Poutres secondaires :**

Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	9,50	3,39	0,65	0,882	27,37	48,27	1,76	15	vérifiée.
Zone II	15,40	3,39	0,65	0,882	27,37	78,25	2,85	15	vérifiée.
Zone III	21,41	3,39	0,65	0,882	27,37	108,80	3,97	15	vérifiée.
Zone IV	24,50	3,39	0,65	0,882	27,37	124,50	4,54	15	vérifiée.
Zone V	25,58	3,39	0,65	0,882	27,37	129,99	4,75	15	vérifiée.

Tableau V-8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	15,30	10,65	1,151	0,853	19,01	45,51	2,39	15	vérifiée.
Zone II	22,53	10,65	1,151	0,853	19,01	67,02	3,52	15	vérifiée.
Zone III	31,11	10,65	1,151	0,853	19,01	92,55	4,86	15	vérifiée.
Zone IV	40,79	10,65	1,151	0,853	19,01	121,35	6,38	15	vérifiée.
Zone V	45,56	10,65	1,151	0,853	19,01	135,54	7,13	15	vérifiée.

Tableau V-9 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	0	Observation
Zone I	9,50	9,42	0,896	0,866	22,39	35,76	1,59	15	vérifiée.
Zone II	15,40	9,42	0,896	0,866	22,39	57,97	2,58	15	vérifiée.
Zone III	21,41	9,42	0,896	0,866	22,39	80,60	3,60	15	vérifiée.
Zone IV	24,50	9,42	0,896	0,866	22,39	92,23	4,12	15	vérifiée.
Zone V	25,58	9,42	0,896	0,866	22,39	96,30	4,30	15	vérifiée.

Tableau V-10 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs à l'ELS.

**-Etat limite de déformation :**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

**- Poutres principales :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=5,00\text{m}$ .

$$f=0,092 \text{ cm} < f = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}.$$

**- Poutres secondaires :** La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur  $l = 4,40\text{m}$ .

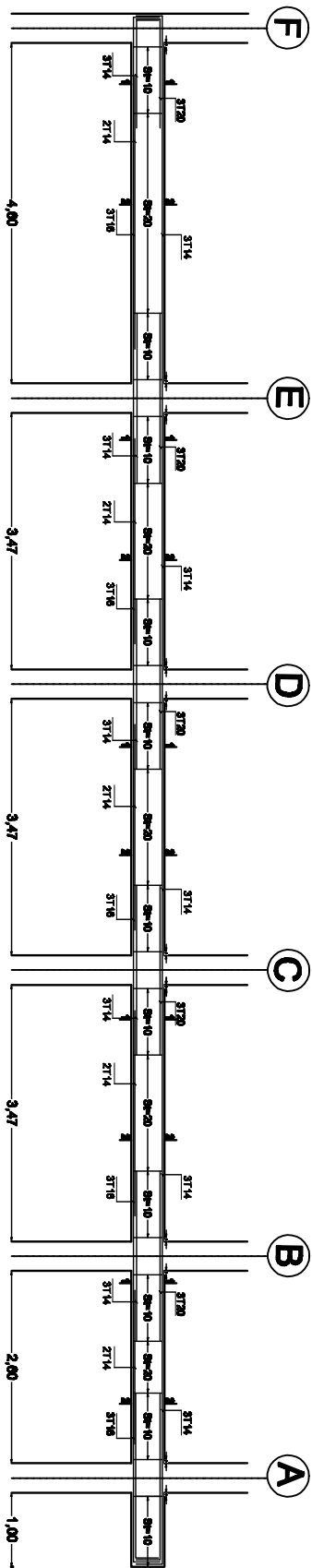
$$f= 0,018 \text{ cm} < f = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}.$$

**Conclusion :**

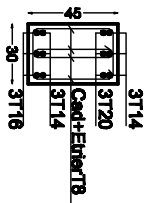
La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.

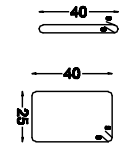
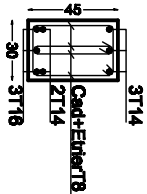
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE(zone1-2-3-4-5)



coupe1-1

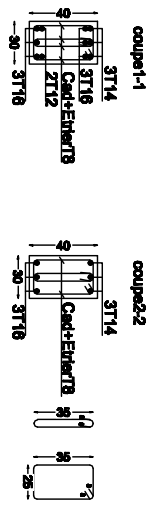
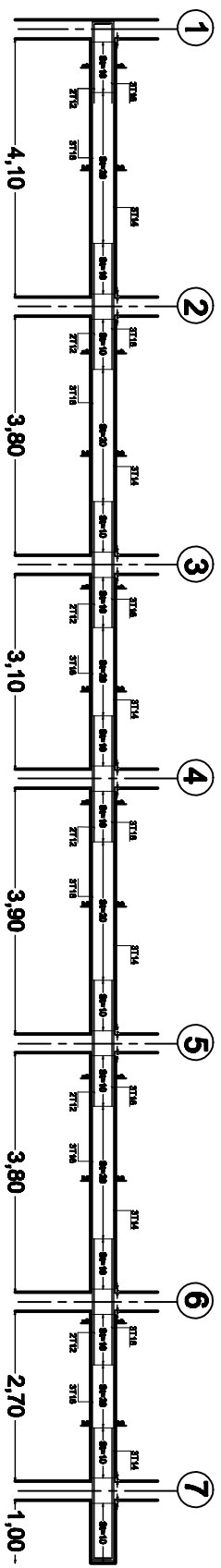


coupe2-2



PUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR : Mlle BEDOUHENE KENZA Mr	TTRE : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE	
DIRIGE PAR : Mr LOUZA		
PROMOTION 2016/2017.	PLANCHE N	ECHELLE

FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (zone1-2-3-4-5)



PUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU FACULTE DE GENI DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR : Mlle BEDOUHENE KENZA	TITRE : FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE	
DIRIGE PAR : Mr LOUZA		
PROMOTION 2016/2017.		
PLANCHE N	ECHELLE	

# Chapitre VI

## Ferraillage des poteaux

**VI -1 Introduction :**

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifies à l'ELS.

- les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \Rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q \pm E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0,8G \pm E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$$

- Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

**VI-2 Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :****1) Calcul du centre de pression:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter :}$$

**a) Section partiellement comprimée (SPC):**

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

$$N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) - M_f \leq 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec: } M_f = M_u + \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f$  : Moment fictif.

**Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

On détermine  $\beta$  du tableau.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_l = \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée.

On calcule :

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} ; \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st}' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s' = A'$  ;  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

#### b) Section entièrement comprimée (SEC):

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \frac{h}{2} - c \quad \text{Deux cas se présentent :}$$

Si  $N_u \cdot d - c' \cdot M_f \leq 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$  Section partiellement comprimée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

- Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  La section simplement armée (SSA).

$$A' = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

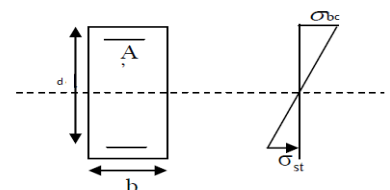
$$A = 0$$

- Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

On calcule:  $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} ; \Delta M = M_f - M_r$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A' = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_s}$$

$$A = \frac{\Delta M}{d - c' \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est:  $A'_s = A'$ ;  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

Si :  $N_u d - c' - M_f > 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$  Section entièrement comprimée.

Deux cas peuvent se présenter :

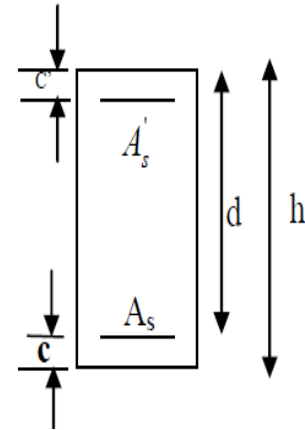
- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N d - c' - M_f \geq 0,5 - \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f \cdot d - 0,5 \cdot h \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{d - c' \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées :

$$N d - c' - M_f < 0,5 - \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0. \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N d - c' - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

### VI-3 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ . (zone II<sub>b</sub>)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
  - Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,9\% \times b \times h$  (en zone II<sub>b</sub>).

$$\text{Poteau (55x55) : } A_{\min} = 0,009 \times 55 \times 55 = 27,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50) : } A_{\min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45) : } A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,22 \text{ cm}^2$$



Poteau (40x40) :  $A_{\min}=0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{\min}=0,009 \times 35 \times 35 = 11,02 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% xbh (en zone II)

Poteau (55x55) :  $A_{\max}=0,06 \times 55 \times 55 = 181,50 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50) :  $A_{\max}=0,06 \times 50 \times 50 = 150,00 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) :  $A_{\max}=0,06 \times 45 \times 45 = 112,50 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) :  $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96,00 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,50 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% xbxh (en zone II)

Poteau (55x55) :  $A_{\max}=0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50) :  $A_{\max}=0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) :  $A_{\max}=0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) :  $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) :  $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

#### VI-4 les recommandations du RPA 99 pour Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingle ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\emptyset_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :  $\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{max}$

Avec :  $\emptyset_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min 15 \emptyset_L^{min}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min 10 \emptyset_L^{min}; 15 \text{ cm} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \emptyset_L^{min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

- **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003. Art 7.4.2.2})$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

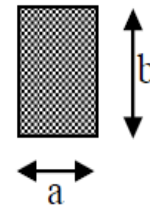
$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

-  $\rho_a = 2,50$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

-  $\rho_a = 3,75$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.



- **Calcul d'élancement (élancement géométrique):**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b}$$

Avec :

$a$  et  $b$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003. Art 7.4.22):**

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$  .

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

Tableau VI-1 Les différentes sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Comb	Nmax (KN)	Mx corr (KN.m)	My corr (KN.m)	Mx max (KN.m)	N corr (KN)	My max (KN.m)	N corr (KN)
<b>SS (55x55)</b>	ELU	-2752.8	8.16	0,24				
	GQE	-2217.78	1.49	3.79	31.57	-1795	31.15	-1632.5
	0,8GE	-1868.1	1.41	3.8				
	ELS	-2000.9	5.86	0.17	12.18	-1713.7	12.32	-1713.7
<b>RDC (55x55)</b>	ELU	-2466	24.48	4.72				
	GQE	-2113.2	-25.03	-89.17	143.3	-59.3	118.42	-36.9
	0,8GE	-1771.1	-49.62	-47.47				
	ELS	-1794	17.54	3.41	-44.25	-1375.1	-27.45	-79.03
<b>Étage1 (50x50)</b>	ELU	-2185.7	22.49	3.97				
	GQE	-1891.7	-17.89	-73.74	-105.2	-1722.4	-73.74	-1893.5
	0,8GE	-1563	-24.08	-72.26				
	ELS	-1591.7	16.18	2.87	-38.13	1228.3	-20.49	-687.4
<b>Étage2 (50x50)</b>	ELU	-1953.3	27.59	5.57				
	GQE	-1618.8	-25.01	-110.84	-149.53	1493.5	-110.84	-1618.8
	0,8GE	-1332.4	-27.32	-107.77				
	ELS	-1422.5	19.98	4.03	-40.47	-1102.2	-85.88	-1127.4
<b>Étage3 (45x45)</b>	ELU	-1727.6	-25.52	5.56				
	GQE	-1396.7	-25.89	-41.23	-127.29	-1262.8	-95.35	-1347
	0,8GE	-1101.5	-21.29	-91.49				
	ELS	-1258.2	-18.46	4.02	-34.42	-978.1	-21.11	-520.8
<b>Étage4 (45x45)</b>	ELU	-1513.5	32.29	7.32				
	GQE	-1223.5	-26.89	-46.47	-145.38	-1053.3	-110.78	-1108
	0,8GE	-914	-86.49	-48.74				
	ELS	-1102.3	23.36	5.29	-40.05	-859.7	28.88	-866.3
<b>Étage5 (45x45)</b>	ELU	-1308.4	36.08	8.86				
	GQE	-1049.7	-25.98	-47.73	-151.2	-858.9	-115.77	-889.7
	0,8GE	-778.3	-92.44	-50.56				
	ELS	-953	26.11	-6.41	-41.36	-743	32.77	-745.9
<b>Étage6 (40x40)</b>	ELU	-1107.1	-30.66	7.58				
	GQE	-886.2	-23.24	-38.43	-111.6	-683.3	-86.28	-695.1
	0,8GE	-646.3	-70.25	-39.5				
	ELS	-806.5	22.19	5.48	-34	-62.8	26.75	-628.2
<b>Étage7 (40x40)</b>	ELU	-913.7	37.37	9.31				
	GQE	-729.9	-21.54	-41.05	-119.6	-535.1	-93.71	-537.2
	0,8GE	-523	-76.4	-42.84				
	ELS	-665.7	27.04	6.73	-39.73	-518.1	31.84	-516.8
<b>Étage8 (40x40)</b>	ELU	-727.9	40.61	10.51				
	GQE	-580.2	-18.02	-40.15	-118.04	-403.1	-93.11	-401
	0,8GE	-411.8	-28.81	-42.98				
	ELS	-530.5	29.4	7.61	-41.13	-409.4	34.85	-410.5
<b>Étage9 (35x35)</b>	ELU	-542.4	31.22	7.81				
	GQE	-431.4	-9.15	-26.57	-76.33	-285.8	-61.21	-282.8
	0,8GE	-307.4	-17.4	-28.62				
	ELS	-395.7	22.61	5.65	-32.03	-302	25.3	-304.9

<b>Étage10 (35x35)</b>	ELU	-359.2	36.22	8.96				
	GQE	-285.2	-6.23	-27.08	-77.86	-185	64.45	-161.5
	0,8GE	-205.5	-15.81	-29.5				
	ELS	-262.3	26.3-23	6.48	-36.32	-199	28.7	-202.2
<b>Étage11 (35x35)</b>	ELU	-182.9	41.85	10.1				
	GQE	145.4	-2.03	-27.44	-77.5	-87.4	70.17	-78.1
	0,8GE	-108.4	-12.8	-30.15				
	ELS	-134.1	-30.35	7.3	-42.86	-95.9	31.98	-104.5

**VI-5 Calcul à l'E.L.U :****a) Exemple de calcul pour le poteau (45X45)**

Sens-y :

<b>Nmax (KN)</b>	-1727,6	<b>M corr (KN.m)</b>	-25,52
<b>Nmin (KN)</b>	-778,3	<b>M corr (KN.m)</b>	-92,44
<b>N corr (KN)</b>	-743	<b>M max</b>	-41,36

- Calcul du centre :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25,52}{1727,6} = 1,47 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 19,5 \text{ cm.}$$

$$N_u d - c' - M_f > 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$M_f = M_u + \frac{h}{2} - c = 25,52 + 1727,6 \cdot \left( \frac{0,45}{2} - 0,03 \right) = 362,40 \text{ KN.m}$$

$$1727,6 \cdot (0,42 - 0,03) - 362,40 \leq \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{0,03}{0,45} \right) \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 \cdot 14200$$

$$311,364 \leq 366,19$$

Donc on a une section partiellement comprimé.

- Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{362,40 \cdot 10^6}{450 \cdot 420^2 \cdot 14,2} = 0,321$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (As' = 0).}$$

$$\mu = 0,321 \rightarrow \beta = 0,799$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{362,40 \cdot 10^6}{0,799 \cdot 420 \cdot 348} = 31,03 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 31,03 - \frac{1727,6 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -18,61 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

**VI-6 Ferrailage des poteaux à l'ELU :**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du SS au RDC ;

Zone II : Du 1<sup>er</sup> au 2<sup>ème</sup> étage ;

Zone III : Du 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage;

Zone IV : Du 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage;

Zone V : Du 9<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étage.

**Tableaux VI-2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.**

**- Sens longitudinal :**

Zone	Sollicitations	N (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
<b>Zone I</b> (55x55)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-2752.8	8.16	SPC	0	0	27.22	28,65	4HA20 + 8HA16
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-1771.1	-49.62	SPC	0	0	27.22		
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	-59.3	143.3	SPC	0	0	27.22 2		
<b>Zone II</b> (50x50)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-2185.7	22.49	SPC	0	0	22.5	24,13	12HA16
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-1332.4	-27.32	SPC	0	0	22.5		
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	-1493.5	149.53	SPC	0	0	22.5		
<b>Zone III</b> (45x45)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-1727.6	-25.52	SPC	0	0	18.22	18,47	12HA14
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-778.3	-92.44	SPC	0	0	18.22		
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	-858.9	-151.2	SPC	0	0	18.22		
<b>Zone IV</b> (40x40)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-1107.1	-30.66	SPC	0	0	14.4	18,47	12HA14
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-411.8	-28.81	SPC	0	0	14.4		
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	-403.1	-118.04 118.04	SPC	0	9.88	14.4		
<b>Zone V</b> (35x35)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-542	31.22	SPC	0	0	11.02	12,32	8HA14
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	-108.4	-12.8	SPC	0	0	11.02		
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	-185	-77.86	SPC	0	6.83	11.02		

- Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	My (KN.m)	NATURE	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I (55x55)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-2752.8	0.24	SPC	0	0	27,22	28,65	4HA20 + 8HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-1771.1	-47.47	SPC	0	0	27,22		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-36.9	118.42	SPC	0	1,56	27,22		
Zone II (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-2185.7	3,97	SPC	0	0	22,5	24,13	12HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-1332.4	-107.77	SPC	0	0	22,5		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-1618.8	-110.84	SPC	0	0	22,5		
Zone III (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1727.6	5.56	SPC	0	0	18,22	18,47	12HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-778.3	-50.56	SPC	0	0	18,221 8.22		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-889.7	-115.77	SPC	0	0	18,221 8.22		
Zone IV (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1107.1	7.58	SPC	0	0	14,4	18,47	12HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-411.8	-28.81	SPC	0	2,94	14,4		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-537.2	-93.71	SPC	0	1,23	14,4		
Zone V (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-542	7.81	SPC	0	0	11,02	12,32	8HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-108.4	-30.15	SPC	0	1,20	11,02		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-78.1	70.17	SPC	0	5,70	11,02		

## VI-7 Calcul des armatures transversales :

### 1) Le Diamètre :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm. Soit } \phi_t = 8\text{mm.}$$

- Poteau de 55x55 :  $A_t = 6HA10 = 4,71\text{cm}^2$ .

- Poteau de 50x50 :  $A_t = 6HA10 = 4,71\text{cm}^2$ .

- Poteau de 45x45 :  $A_t = 6HA8 = 3,02\text{cm}^2$ .

- Poteau de 40x40 :  $A_t = 6HA8 = 3,02\text{cm}^2$ .

- Poteau de 35x35 :  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ .

### 2) Espacement :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suite :

**En zone nodale :**  $S_t \leq 10 \text{ cm}$ .

On prend:  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**En zone courante:**  $S_t \leq \min \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10. \varnothing_1$  .

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

### 3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :  $\lambda g = \frac{L_f}{a}$ ;

-Si  $\lambda g \geq 5$  .....  $A_t^{min} = 0,3\% . S_t . b_1$

-Si :  $\lambda g \leq 3$  .....  $A_t^{min} = 0,8\% . S_t . b_1$

-Si :  $3 \leq \lambda g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda g$  : Elancement géométrique du poteau.

$I_f = 0,7.L_0$  : Longueur de flambement du poteau.

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

- Poteau de  $55 \times 55$  :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{55} . 0,7.306 = 3,89$  .

- Poteau de  $50 \times 50$  :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{50} . 0,7.306 = 4,28$  .

- Poteau de  $45 \times 45$  :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} . 0,7.306 = 4,76$  .

- Poteau de  $40 \times 40$  :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{40} . 0,7.306 = 5,35$  .

- Poteau de  $35 \times 35$  :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{35} . 0,7.306 = 6,12$  .

#### • Poteaux de $55 \times 55$ : $3 \leq \lambda g \leq 5$

**- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 55 = 4,40 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 2,87 \text{ cm}^2 < A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 55 = 6,6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 4,16 \text{ cm}^2 < A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

#### • Poteaux de $50 \times 50$ : $3 \leq \lambda g \leq 5$

**- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 3,10 \text{ cm}^2 < A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 3,6 \text{ cm}^2 < A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Poteaux de 45x45 :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$**

**- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,60 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 3,33 \text{ cm}^2 < A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_{t \min} = 2,43 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Poteaux de 40x40 :  $\lambda_g > 5$**

**- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Poteaux de 35x35 :  $\lambda_g > 5$**

**- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**- En zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ ) :**

$$A_{t\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,57\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

**4) Longueur de recouvrement :**

$$\text{Zone I : } L_R = 50 \phi_l = 50 \times 2 = 100\text{ cm.}$$

$$\text{Zone II : } L_R = 50 \phi_l = 50 \times 1,6 = 80\text{ cm.}$$

$$\text{Zone III;IV;V : } L_R = 50 \phi_l = 50 \times 1,4 = 70\text{ cm.}$$

**5) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Art .A.6.1.221):**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \rightarrow \tau_s = 0,6 \cdot \sigma_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835\text{MPa}.$$

$$\text{- Pour } \phi = 2\text{ cm} \quad l_s = \frac{2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 70,54\text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 75\text{ cm.}$$

$$\text{- Pour } \phi = 1,6\text{ cm} \quad l_s = \frac{1,6 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 56,43\text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 60\text{ cm.}$$

$$\text{- Pour } \phi = 1,4\text{ cm} \quad l_s = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 49,38\text{ cm.} \quad \rightarrow l_s = 50\text{ cm.}$$

**6) Vérification au cisaillement (RPA Art 7-4-3-2):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \rho d \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec: } \begin{array}{ll} \rho d = 0,075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0,04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{array}$$

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	$\lambda g$	$\rho d$	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	vérification
I	55*55	22,8	55	52	3,89	0,04	0,079	1	vérifiée
II	50*50	24,2	50	47	4,28	0,04	0,102	1	vérifiée
III	45*45	30,6	45	42	4,76	0,04	0,161	1	vérifiée
IV	40*40	32,4	40	37	5,35	0,075	0,218	1,875	vérifiée
V	35*35	30,3	35	32	6,12	0,075	0,270	1,875	vérifiée

**Tableau VI-3 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.****7) Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm}\right).$$

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max (261/6, 50, 50, 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max (43,5, 50, 50, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

### VI-8 Vérifications à l'ELS :

#### 1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableaux VI-4 : Ferraillage des poteaux a l'ELS.**

#### - Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms <sub>x</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b> (55x55)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	2000,90	5,86	0,29	8,65	28,65	verifiée
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	768,90	5,49	0,75	8,92		verifiée
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	1375,1	44,25	3,2	12,39		verifiée
<b>Zone II</b> (50x50)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	1591,7	16,18	1	7,51	24,13	verifiée
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	589	6,17	1	7,51		verifiée
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	1102,2	40,47	3,6	12,01		verifiée
<b>Zone III</b> (45x45)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	1258,2	18,46	1,46	6,38	18,47	verifiée
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	367,2	6,52	1,7	6,54		verifiée
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	743	41,36	5,5	13,68		verifiée
<b>Zone IV</b> (40x40)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	806,5	22,19	2,7	6,09	18,47	verifiée
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	184,7	6,21	3,3	6,82		verifiée
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	409,4	41,13	10	3,87		verifiée
<b>Zone V</b> (35x35)	<b>N<sub>max</sub>-M<sub>corr</sub></b>	395,5	22,61	5,7	0,56	12,32	verifiée
	<b>N<sub>min</sub>-M<sub>corr</sub></b>	37,2	5,62	15,1	0,12		verifiée
	<b>N<sub>corr</sub>-M<sub>max</sub></b>	95,9	42,86	44,6	1,05		verifiée

-Sens transversal:

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms <sub>y</sub> (KN.m)	es(cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Zone I (55x55)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	2000,90	3,41	0,17	8,65	28,65	verifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	768,90	20,88	2,70	10,46		verifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	790,3	27,45	3,40	13,25		verifiée
Zone II (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1591,7	2,87	0,18	7,13	24,13	verifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	589	19,79	3,30	9,51		verifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	1127,4	25,88	2,20	8,38		verifiée
Zone III (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1258,2	4,02	0,31	5,75	18,47	verifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	367,2	22,07	6	16,90		verifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	745,9	32,77	4,3	9,74		verifiée
Zone IV (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	806,5	5,48	0,67	4,67	18,47	verifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	184,7	22,39	12	1,67		verifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	410,5	34,85	8,4	9,46		verifiée
Zone V (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	395,5	5,65	1,4	3,93	12,32	verifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	37,2	26,5	71,2	1,17		verifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	104,5	31,98	30,6	0,87		verifiée

## 2) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$ .

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3l_c^2 - \frac{90.A'_s(l_c - c')}{b} + \frac{90.A_s(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2l_c^3 - \frac{90.A'_s(l_c - c')}{b} + \frac{90.A_s(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$ :  $\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5 \sqrt{\Delta - q} ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{P}{3.u}$$

Si  $\Delta < 0$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos \frac{\alpha}{3} ; y_2^2 = a \cos \frac{\alpha}{3} + 120 ; y_2^3 = a \cos \frac{\alpha}{3} + 240$$

$$\text{Avec: } a = \arccos \frac{3 \cdot q}{2 \cdot P} \cdot \frac{-3}{P} \quad ; \quad a = 2 \cdot \frac{-P}{3}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc: } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 + A_u \cdot (y_1 - d')^2 .$$

### 3) Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art. A.4.5.2):

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \cdot N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

### 4) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 \cdot 0,5 \cdot h - c' - A_2(d - 0,5 \cdot h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{3} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot A_1 \cdot (0,5 \cdot h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5 \cdot h + X_G)^2$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot e_s - X_G \cdot \frac{h}{2} \cdot X_G}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot e_s - X_G \cdot \frac{h}{2} \cdot X_G}{I}$$

### Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$$

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes.

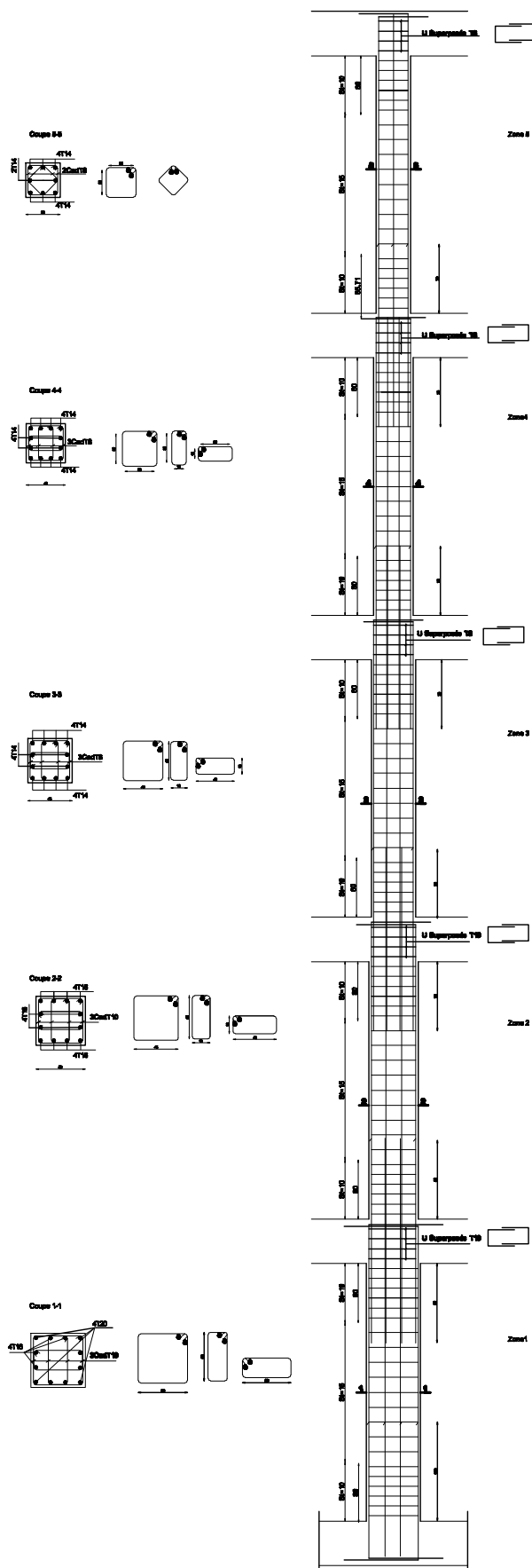
- Sens longitudinal:

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_b\ adm$	Observation
Zone I (55x55)	2000,90	5,86	28,65	1	1,65	15	vérifiée
	768,90	5,49		0,32	0,06	15	vérifiée
	1375,1	44,25		0,10	0,04	15	vérifiée
Zone II (50x50)	1591,7	16,18	24,13	0,84	1,10	15	vérifiée
	589	6,17		0,31	0,40	15	vérifiée
	1102,2	40,47		0,24	0,28	15	vérifiée
Zone III (45x45)	1258,2	18,46	18,47	0,49	0,21	15	vérifiée
	367,2	6,52		0,10	0,15	15	vérifiée
	743	41,36		0,94	1,14	15	vérifiée
Zone IV (40x40)	806,5	22,19	18,47	0,21	0,23	15	vérifiée
	184,7	6,21		0,11	0,13	15	vérifiée
	409,4	41,13		1,74	0,36	15	vérifiée
Zone V (35x35)	395,5	22,61	12,32	1,49	1,81	15	vérifiée
	37,2	5,62		0,48	0,6	15	vérifiée
	95,9	42,86		1,27	1,27	15	vérifiée

- Sens transversal:

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ inf}$	$\sigma_b\ adm$	Observation
Zone I (55x55)	2000,90	3,41	28,65	1,24	0,016	15	vérifiée
	768,90	20,88		0,05	0,077	15	vérifiée
	790,3	27,45		0,068	0,071	15	vérifiée
Zone II (50x50)	1591,7	2,87	24,13	0,016	0,018	15	vérifiée
	589	19,79		0,079	0,085	15	vérifiée
	1127,4	25,88		0,205	0,285	15	vérifiée
Zone III (45x45)	1258,2	4,02	18,47	1,10	1,40	15	vérifiée
	367,2	22,07		0,67	0,65	15	vérifiée
	745,9	32,77		0,57	0,68	15	vérifiée
Zone IV (40x40)	806,5	5,48	18,47	0,68	0,90	15	vérifiée
	184,7	22,39		0,99	1,23	15	vérifiée
	410,5	34,85		1,39	1,72	15	vérifiée
Zone V (35x35)	395,5	5,65	12,32	0,17	0,25	15	vérifiée
	37,2	26,5		0	0	15	vérifiée
	104,5	31,98		0,11	0,003	15	vérifiée

## FERRAILLAGE DES POTEAUX



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

ETUDIE PAR :  
Melle BEDOUHENE Kenza.  
Mr

TITRE:  
FERRAILLAGE DES POTEAUX

DIRIGE PAR :  
Mr LOUZAI.

PROMOTION 2016/2017.

PLANCHE N ECHELLE

# Chapitre VII

## Ferraillage des voiles

**VII-1 Introduction :**

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferraillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferraillage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : SS, RDC
- **Zone II** : 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage.
- **Zone IV** : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage.
- **Zone V** : 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage.

**VII-2 Ferraillages :****1) Les armatures verticales:**

a) On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

$$v = v' = L/2$$

v' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

v : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L . e (section du béton).

L : longueur du voile.



$e$  : épaisseur du voile.

$I$  : moment d'inertie du voile.

b) On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur «  $d$  » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Avec :

$L_c$  : longueur de la partie comprimée.

$h_e$  : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

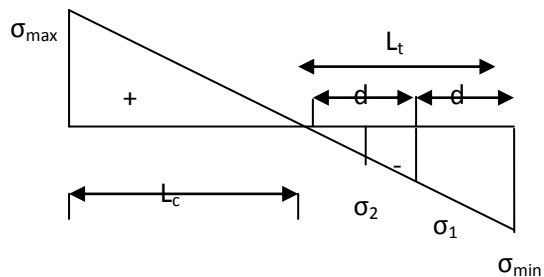
c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

• **Section partiellement comprimée S.P.C:**

L'effort normal pour une bande «  $d$  » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



$e$  : épaisseur des voiles.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\%)}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\%)}$$

Avec :

$A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• **Section entièrement comprimée (S.E.C):**

Les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\%)}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2} - B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\%)}$$

Avec:  $A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(2\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Combinaisons courantes :  $\sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$f_{bc}$  = (contrainte de calcul dans le béton).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Combinaisons courantes :  $\gamma_s = 1,5 \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

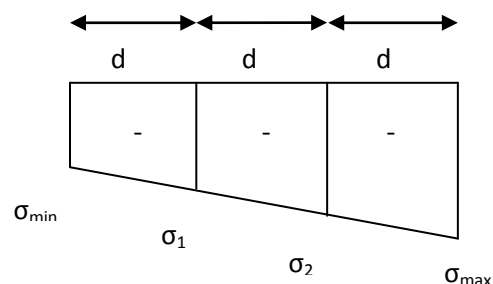
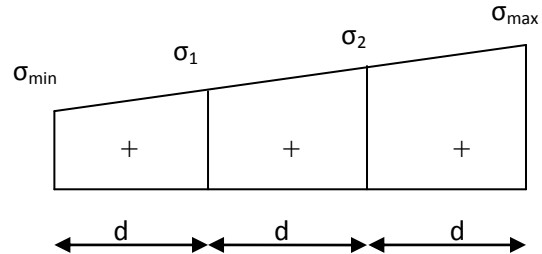
Combinaisons accidentelles :  $\gamma_s = 1 \longrightarrow f_{bc} = 21,25 \text{ MPa}$

• **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

$A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10‰ .

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

## 2) Section d'armatures minimales :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

### ✓ Compression simple:

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\%.B \leq A_{\min} \leq 5\%.B$$

B : Section du béton comprimé.

### ✓ Traction simple :

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendue (RPA99/modifier2003).

## 3) Les armatures horizontales:

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \quad (\text{B.A.E.L})$$

$$A_H \geq 0,15\%.B \quad (\text{RPA99})$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\%.B \right\}$$

$A_v$  : Section d'armatures verticales adoptée.

$B$  : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ , dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### 4) Les armatures transversales:

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- 1- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
- 2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

#### 5) Les armatures de couture:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \bar{T} = 1,4 T_K \end{cases}$$

Avec :  $\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$T_K$  : L'effort tranchant au niveau considéré.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$A_{vj}$  : Section d'armatures de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### 6) Les potelets:

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10 (RPA99/2003).

#### 7) Les dispositions constructives :

a- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivante :

$$S_t \leq \min \{1,5.e ; 30\text{cm}\}.$$

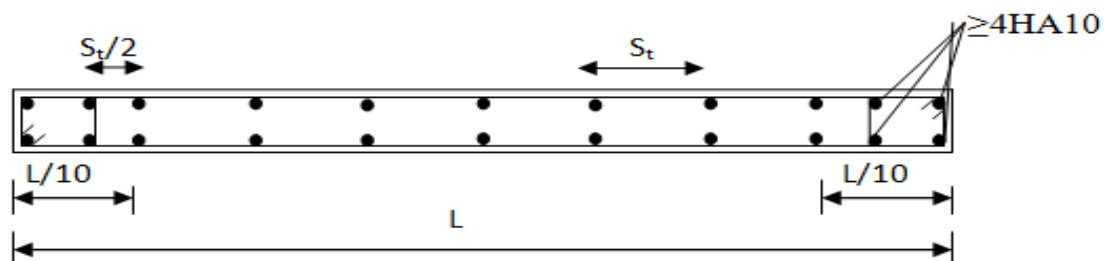
Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

b- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale  $1/10 L$  (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.

c- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser  $(1/10)$  de l'épaisseur du voile.

d- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.



**Figure VII-1:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII-3 Exemple de calcul de voile :**

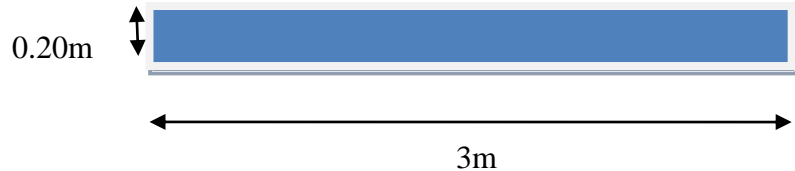
**Remarque :** notre structure est munie de voiles partielles (avec potelets).

Soit à calculer le ferraillage du voile **VL4=3 m** .

**a) caractéristiques géométriques :****Zone I:**

$$L=3\text{m}, I=0.45\text{m}^4$$

$$B=0.6 \text{ m}^2$$

**b) sollicitation de calcul :**

$$M_{\max}=2462.45 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corés}}=781 \text{ KN}$$

$$T_{\text{cor}}=690.5 \text{ KN}$$

$$V=\frac{L_{\text{voile}}}{2}=1.5 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{781}{0.6} + \frac{2462.45 \times 1.5}{0.45} = 9.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{781}{0.6} - \frac{2462.45 \times 1.5}{0.45} = -6.9 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**c) largeur de la zone comprimée:**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.73 \text{ m}$$

$$L_t = 3 - 1.73 = 1.27 \text{ m}$$

**d) calcul de la longueur (d):**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min(1.53 ; 1.15)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

**On prend  $d = 1,15\text{m}$**

**e) Détermination de N:**

Zone tendue:

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \rightarrow \sigma_1 = -0.65 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 868.47 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 74.75 \text{ KN}$$

#### f) Calcul des armatures verticales

✓ 1<sup>er</sup> bande : d=1m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{St}} = 21.7 \text{ cm}^2.$$

✓ 2<sup>eme</sup> bande : d=1m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{St}} = 1.86 \text{ cm}^2$$

#### g) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B_1 \right) = \max \left( \frac{115 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 20 \times 115 \right) = 12.07 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{v1} = 21.7 \text{ cm}^2/\text{bande}.$$

$$A_2 = A_{v2} = 12.07 \text{ cm}^2/\text{bande}.$$

#### h) Ferraillage adopté

$$A_1 = 21.7 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = 5.82 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

On opte 16HA14 = 24.63 cm<sup>2</sup> / bande de 1.15 m pour les deux nappes.

Donc 8HA14/bande/nappe Avec St=15cm.

#### i) Armatures horizontales:

$$A_H \geq \max \frac{A_V}{4} \cdot 0.15\% B_1 = \max \frac{24.63}{4} ; 0.0015 \times 115 \times 20 = 6.15 ; 3.45$$

On opte pour 15HA12=16.95 cm<sup>2</sup>. avec St= 20 cm.

- L'espacement des barres verticales et horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

#### j) Armature transversal (Art7-7-4-3, RPA99):

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m<sup>2</sup>.

#### k) Les potelets:

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

#### l) Vérification des espacements:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min 1,5e ; 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**m) Vérifications****✓ Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{1382.7 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15 \times 24.63 \times 10^2} = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.17 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Vérification de la contrainte au cisaillement :****• Selon le RPA99 (art 7-7-2, RPA99):**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 690.5 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.79 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2.f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**• Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{690.5 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} \leq \tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



VII-4 Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

- Ferraillage des voiles VL1 et VL4 :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L(m)	3	3	3	3	3
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	I (m <sup>4</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	V=V'=l/2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	2462.45	1728.91	1166.74	644.46	424.87
	N(KN)	781	343.3	20.2	214.5	39.1
	T(KN)	690.5	601.9	455	325	141.8
	$\sigma_{max}$ (MPa)	9.5	6.33	3.92	2.5	1.48
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-6.9	-5.19	-3.85	-1.79	-1.35
	Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	1.73	1.65	1.51	1.74	1.56
	L <sub>t</sub> (m)	1.27	1.35	1.48	1.25	1.43
	d (m)	1.15	1	1	1.15	1
	$\sigma_1$ (MPa)	-0.65	-1.34	-1.24	-0.14	-0.4
	Efforts normaux	N <sub>1</sub> (N)	868470	663555	509000	222318
		N <sub>2</sub> (N)	74750	134000	124000	16100
Ferraillage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	21.7	16.58	12.72	5.57	4.48
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.86	3.35	3.1	0.4	1
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	12.07	10.5	10.5	12.07	10.5
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	21.7	16.58	12.72	12.07	10.5
	Choix des armatures / bande	16HA14=24.63 cm <sup>2</sup>	12HA14=18.47 cm <sup>2</sup>	12HA12=13.57cm <sup>2</sup>	14HA12=15.83 cm <sup>2</sup>	12HA12=13.57 cm <sup>2</sup>
	Espacement	15 cm	20 cm	20 cm	20cm	20cm
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.15	4.61	3.84	3.84	3.84
	Choix des armatures / nappes	15HA12=15.83cm <sup>2</sup>	15HA12=13.57cm <sup>2</sup>	15HA12=13.57 cm <sup>2</sup>	15HA12=13.57 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ m <sup>2</sup>				
	S <sub>t1</sub> (cm)	7	10	10	10	10
	S <sub>t2</sub> (cm)	15	20	25	20	20
Vérifications	N <sub>s</sub> (KN)	1382.7	1357.3	1191.8	845.7	440.1
	$\sigma_{bc}$ =15MPa	2.17	2.16	1.92	1.36	0.70
	$\tau_u = 2.5MPa$	1.27	1.11	1.17	1.56	0.26
	$\tau_b = 5MPa$	1.79	1.56	0.84	2.19	0.36

- Ferraillage des voiles VL2 et VL3:

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L(m)	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
	I (m <sup>4</sup> )	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
	V=V'=l/2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	3772.22	3026.3	1880.71	871.80	753.8
	N(KN)	1996.7	2074.7	1822	907.0	455.7
	T(KN)	786	762.3	564.6	268.7	125.56
	$\sigma_{max}$ (MPa)	9.16	7.93	5.57	2.66	1.9
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-4.29	-2.87	-1.13	-0.44	-0.79
	Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	2.79	3.01	3.4	3.50	2.89
	L <sub>t</sub> (m)	1.30	1.08	0.69	0.59	1.20
	d (m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	$\sigma_1$ (MPa)	0.66	1.11	1.15	0.67	0.19
	Efforts normaux	N <sub>1</sub> (N)	544500	264000	4291.13	26600
		N <sub>2</sub> (N)	99000	166500	172500	100500
Ferraillage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.61	6.6	0.1	0.665	2.22
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.47	4.16	4.31	2.51	0.71
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
	Choix des armatures / bande	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>	16HA12=15.40 cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20 cm	20cm	20cm
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	Choix des armatures / nappes	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78 cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ m <sup>2</sup>				
	S <sub>t1</sub> (cm)	10	10	10	10	10
	S <sub>t2</sub> (cm)	20	20	20	20	20
Vérifications	N <sub>s</sub> (KN)	3328.5	3043.8	2725.3	1990.4	1072.3
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	3.92	3.59	3.21	2.34	1.26
	$\tau_u = 2.5\text{MPa}$	1.06	1.03	0.76	0.36	0.17
	$\tau_b = 5\text{MPa}$	1.49	1.44	1.07	0.5	0.23

- Ferraillage des voiles VT1 et VT4:

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L(m)	3	3	3	3	3
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	I (m <sup>4</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	V=V'=l/2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	2187.60	2004.2	1286.58	695.38	485.28
	N(KN)	601.8	362.9	87.9	120.3	473.2
	T(KN)	594.1	678	507.3	356.9	156.5
	$\sigma_{max}$ (MPa)	8.29	7.28	4.43	2.51	2.4
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-6.28	-6.07	-4.14	-2.11	-0.82
	Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	1.70	1.63	1.55	1.62	2.23
	L <sub>t</sub> (m)	1.29	1.36	1.44	1.37	0.76
	d (m)	1.1	1	1	1	1.45
	$\sigma_1$ (MPa)	-0.92	-1.6	-1.2	-0.83	0.77
	Efforts normaux	N <sub>1</sub> (N)	801700	795500	534000	295000
		N <sub>2</sub> (N)	125810	160000	120000	84000
Ferraillage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.04	19.88	13.35	7.37	0.18
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.14	4	3	2.1	2.8
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.5	10.5	10.5	10.5	15.22
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	20.04	19.88	13.35	10.5	15.22
	Choix des armatures / bande	16HA14=24.63 cm <sup>2</sup>	14HA14=21.55 cm <sup>2</sup>	12HA14=18.47 cm <sup>2</sup>	12HA12=13.57 cm <sup>2</sup>	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>
	Espacement	15cm	15 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.15	5.38	4.61	4	5.8
	Choix des armatures / nappes	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20cm	20cm	20cm
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ m <sup>2</sup>				
	S <sub>t1</sub> (cm)	7	7	10	10	10
	S <sub>t2</sub> (cm)	15	15	20	20	20
Vérifications	N <sub>s</sub> (KN)	1466.3	1412.3	1245.5	896	471.5
	$\sigma_{bc}$ =15MPa	2.3	2.55	1.98	1.44	0.75
	$\tau_u$ = 2.5MPa	1.10	1.44	0.93	0.66	0.28
	$\tau_b$ = 5MPa	1.54	2.02	1.31	0.92	0.40

- Ferraillage des voiles VT2 et VT3 :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
	I (m <sup>4</sup> )	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
	V=V'=l/2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	1820.48	1218.03	834.82	511.99	312.49
	N(KN)	1124.2	1256	1071.14	799.4	125.2
	T(KN)	518.8	428.8	376.5	292.1	89.6
	$\sigma_{max}$ (MPa)	10.24	7.82	5.76	3.8	1.62
	$\sigma_{min}$ (MPa)	-5.91	-2.99	-1.64	-0.73	-1.14
	Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	1.64	1.88	2.03	2.17	1.52
	L <sub>t</sub> (m)	0.95	0.71	0.57	0.42	1.07
	d (m)	1	1.25	1.30	1.45	1
	$\sigma_1$ (MPa)	0.31	2.27	1.03	0.8	-0.24
	Efforts normaux	N <sub>1</sub> (N)	560000	227500	94900	20300
		N <sub>2</sub> (N)	591000	146250	133900	116000
Ferraillage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	14	5.68	2.37	0.50	3.45
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.77	3.65	3.34	2.9	0.6
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.5	13.12	13.65	15.22	10.5
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	14.77	13.12	13.65	15.22	10.5
	Choix des armatures / bande	12HA14=18.48 cm <sup>2</sup>	14HA14=21.55 cm <sup>2</sup>	14HA14=21.55 cm <sup>2</sup>	16HA12=18.10 cm <sup>2</sup>	12HA12=13.57 cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.62	5.38	5.38	5.8	3.39
	Choix des armatures / nappes	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=16.96 cm <sup>2</sup>	15HA12=6.96 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78 cm <sup>2</sup>	15HA10=11.78 cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	20 cm	20cm	20 cm	20 cm
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles de HA8/ m <sup>2</sup>				
	S <sub>t1</sub> (cm)	10	10	10	10	10
	S <sub>t2</sub> (cm)	20	20	20	20	20
Vérifications	N <sub>s</sub> (KN)	2096.1	1905.8	1724.5	1278.6	693.6
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	3.82	3.45	3.12	2.33	1.28
	$\tau_u = 2.5\text{MPa}$	1.10	0.91	0.80	0.62	0.19
	$\tau_b = 5\text{MPa}$	1.55	1.27	1.12	0.87	0.26

## FERRAILLAGE DES VOILES

VL3 zone I



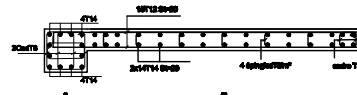
VT2 zone I



VL3 zone II



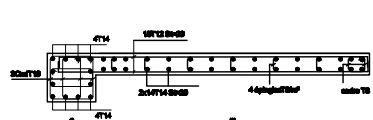
VT2 zone II



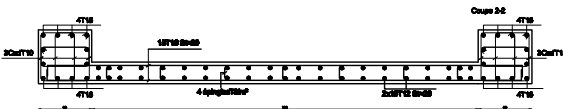
VL3 zone III



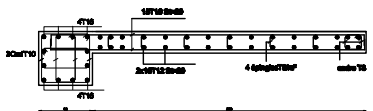
VT2 zone III



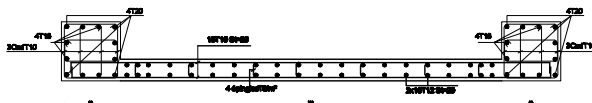
VL3 zone IV



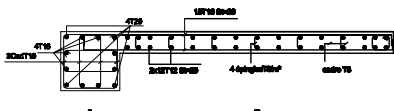
VT2 zone IV



VL3 zone V



VT2 zone V



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

ETUDIE PAR :  
Melle BEDOUHENE Karza.  
Mr

TITRE:  
**FERRAILLAGE DES VOILES**

DIRIGE PAR :  
Mr LOUZA.

PROMOTION 2016/2017.

PLANCHE N

ECHELLE

# Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

**VIII-1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

**Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée ;

**Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;

**Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

**- Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

**- Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**VIII-2 Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VIII-3-Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

**VIII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s_{\text{max}}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A. B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

**Homothétie des dimensions :**  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{55}{55} = 1.$

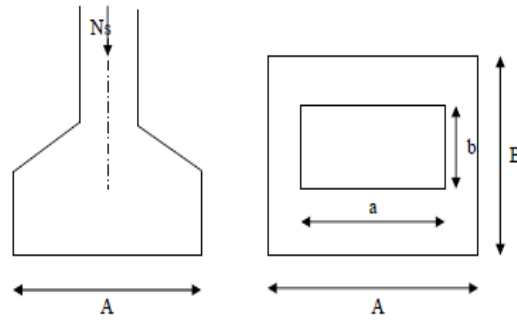
D'ou  $B \geq \frac{\overline{N_{ser}}}{\sigma_{sol}}$

**Exemple de calcul :**

$N_{ser} = 1794,20 \text{ KN.}$

$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$

$B \geq \frac{1794,20}{200} = 2,99 \text{ m donc } A = B = 3\text{m.}$



**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VIII-3-2 Semelles filantes :

#### 1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{SOL}$  : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl <sub>1</sub>	138,27	3	2,30	6,90
Vl <sub>2</sub>	332,85	4,10	4,05	16,60
Vl <sub>3</sub>	360,90	4,10	4,40	18,04
Vl <sub>4</sub>	153,50	3	2,55	7,68
			<b>ΣS</b>	49,22



**Tableau VIII-2 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
VL <sub>1</sub>	146,63	3	2,40	7,33
VL <sub>2</sub>	209,61	2,60	4,03	10,48
VL <sub>3</sub>	118,22	2,60	2,27	5,91
VL <sub>4</sub>	120,62	3	2,01	6,03
<b>ΣS</b>				<b>29,75</b>

$$S_V = \Sigma S_i = 78,97 \text{ m}$$

Avec :  $S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

## 2) Semelles filantes sous poteaux :

### a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

### b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \Sigma N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{sol}}$

### c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-3 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N <sub>s</sub> (t)	M <sub>s</sub> (t/m)	e <sub>i</sub> ( m)	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (t.m)
1	249,16	+2,609	11,55	2877,798
2	108,42	-0,078	7,15	775,203
3	152,85	-0,398	3,05	466,192
4	160,56	+0,400	-0,35	-56,196
5	177	-0,076	-4,45	-787,65
6	120,19	+0,591	-8,55	-1027,624
7	145,22	+0,784	-11,55	-1677,291
<b>Total</b>	1113,40	2,264		570,432

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{570,432 + 2,264}{1113,40} = 0,514 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,514 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{23,13}{6} = 3,85 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{11134}{23,10} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,514}{23,10} \right) = 417,642 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{11134}{23,10} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,514}{23,10} \right) = 546,30 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{11134}{23,10} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,514}{23,10} \right) = 514,165 \text{ KN/m.}$$

**d) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \cdot \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}} = \frac{514,165}{200} = 2,57 \text{ m.}$$

On prend B = 2,60 m.

On aura donc, S<sub>TSF</sub> = (2,60.23,10.5) + (2,60.14,2) = 337,22 m<sup>2</sup>.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 416,1975 \text{ m}^2.$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = (23,10.14,60) + (14,20.5) = 444,91 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

Etant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupent plus de 50 % de l'assise donc en ajoutant l'autre sens la surface totale va dépasser les 93,54% de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{BAT} = 444,91 \text{ m}^2$ .

- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal :  $S_{TSF} = 416,1975 \text{ m}^2$ .  
(93,54%).

→  $S_t > 50 \% .S_{bat}$ , on opte pour un radier général.

**VIII-4 Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**VIII-4-1 Pré dimensionnement du radier :****1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**2) Selon la condition forfaitaire :**

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 5\text{m} \rightarrow 62,50 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$$

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20} , \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{500}{20} = 0,25\text{m} \text{ Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm Soit } h_n = 100 \text{ cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 55 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h_t \leq \frac{500}{40} \rightarrow 10 \text{ cm} \leq h_t \leq 12,50 \text{ cm soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

**3) Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \cdot 5^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 1,04 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour  $h=110 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle :  $h_d = 40$  cm.

- La nervure :  $h_n = 110$  cm.

$$b_n = 55 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante :  $h_t = 12$  cm.

#### **VIII-4-2 détermination des sollicitations :**

Charge du bâtiment  $G_{bat} = 54652,16$  KN.

Charge d'exploitation  $Q = 10665,79$  KN.

#### **Combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 89779,101$ KN.

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 65317,95$ KN.

#### **VIII-4-3 Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{89779,101}{1,33 \cdot 200} = 337,30 m^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{89779,101}{200} = 245,55 m^2$$

D'où :  $S_{bat} > \max (S_1, S_2)$

$$S_{bat} = 444,91 m^2 > S_{radier} = 337,30 m^2.$$

#### **Remarque :**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} = \frac{110}{2}; 30 \text{ cm} = 55 \text{ cm.}$$

On prend:  $L_{deb} = 55$  cm.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{radier} = 444,91 + 7,86 = 452,77 m^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = 452,77 m^2$ .

**VIII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :****1) Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle =  $25 \times 0,4 \times 452,77 = 4527,70 \text{ KN}$

Poids des nervures =  $[151,63 \times 0,55 \times 0,7] \times 25 = 1459,48 \text{ KN}$

Poids du remblai =  $[(452,77 \times (1,10 - 0,4 - 0,12)) - (151,63 \times 0,55 \times (1,10 - 0,4 - 0,12))] \times 17 = 3642,02 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante =  $[(452,77 \times 0,12) - (151,63 \times 0,55 \times 0,12)] \times 25 = 1108,12 \text{ KN}$

$G_{\text{rad}} = 10737,32 \text{ KN}$ .

**2) Poids total de l'ouvrage :**

Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 54652,16 \text{ KN}$ .

- Charge permanente apportée sur le radier  $G_{\text{tot}}$ .

$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 65389,48 \text{ KN}$ .

- Charges d'exploitation totale  $Q_{\text{tot}}$ .

$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 10665,79 + (3,5 \times 452,77) = 12250,48 \text{ KN}$

**3) Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 106651,51 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 77639,96 \text{ KN}$ .

- A l'état sismique :  $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 67839,576 \text{ KN}$ .

**VIII-4-5 Vérification :****1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \tau_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} = 2,25 \text{ MPa}.$$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 110 = 99 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{106651,51 \cdot 1}{452,77} \cdot \frac{5}{2} = 588,88 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{588,88}{1 \cdot 0,99} = 0,59 \text{ MPa} < \tau_u = 2,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2) Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,49 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 10,74 \text{ m}.$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum I_x + \sum S_i X_i^2 - X_G^2 = 7882,654 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum I_y + \sum S_i Y_i^2 - Y_G^2 = 23812,814 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

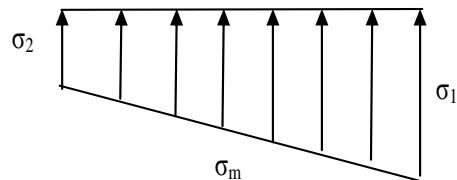
Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



**Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes.**

**- Sens longitudinal :**

- A l'ELU:  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 106651,51 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{106651,51}{452,77} = 235,55 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{106651,51}{452,77} = 235,55 \text{ KN/m}^2$$

D'où:  $\sigma_m = 235,55 \text{ KN/m}^2$  ;  $1,33.\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_m \leq 1,33.\sigma_{sol}$  → Condition vérifiée.

- A l'ELS:  $N_s = G+Q = 77639,96 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{77639,96}{452,77} = 171,47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{77639,96}{452,77} = 171,47 \text{ KN/m}^2.$$

D'où:  $\sigma_m = 171,47 \text{ KN/m}^2$  ;  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$  → Condition vérifiée.

- A l'état sismique :  $N_a = G+0,2Q = 56201,65 \text{ KN}$ .

$M_{OX} = 77540,01 \text{ KN.m}$  ;  $T_{OX} = 2928,60 \text{ KN}$ .

$M_x = M_{ox} + T_{ox}.h = 77540,01 + 2928,60.0,9 = 80175,75 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{56201,65}{452,77} + \frac{80175,75}{23812,814}.11,75 = 189,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_a}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{56201,65}{452,77} - \frac{80175,75}{23812,814}.11,75 = 110,27 \text{ KN/m}^2$$

D'où:  $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 169,61 \text{ KN/m}^2$  ;  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$  → Condition vérifiée.

#### - Sens transversal :

- A l'ELU:  $N_u = 1,35.G + 1,5.Q = 106651,51 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{106651,51}{452,77} = 235,55 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{106651,51}{452,77} = 235,55 \text{ KN/m}^2$$

D'où:  $\sigma_m = 235,55 \text{ KN/m}^2$  ;  $1,33.\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_m \leq 1,33.\sigma_{sol}$  → Condition vérifiée.



- A l'ELS:  $N_s = G + Q = 77639,96 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{77639,96}{452,77} = 171,47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{77639,96}{452,77} = 171,47 \text{ KN/m}^2.$$

D'où:  $\sigma_m = 171,47 \text{ KN/m}^2$ ;  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ .

$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \rightarrow$  Condition vérifiée.

- A l'état sismique :  $N_a = G + 0,2Q = 56201,65 \text{ KN}$ .

$M_{OX} = 79561,16 \text{ KN.m}$ ;  $T_{OX} = 2842,10 \text{ KN}$ .

$M_y = M_{oy} + T_{oy}.h = 79561,16 + 2842,10 \cdot 0,9 = 82119,05 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56201,65}{452,77} + \frac{82119,05}{7882,654} \cdot 11,75 = 160,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ua}}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56201,65}{452,77} - \frac{82119,05}{7882,654} \cdot 11,75 = \text{KN/m}^2$$

D'où:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 157,64 \text{ KN/m}^2$ ;  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### 3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier,  $P = 54652,16 \text{ KN}$  ;
- $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1,5$  ;
- $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}$ ) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,10 \text{ m}$ ) ;
- S : surface du radier, ( $S = 452,77 \text{ m}^2$ ).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,10 \times 452,77 = 7470,705 \text{ KN}$ .

Donc :  $P = 54652,16 \text{ KN} > 7470,705 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$\rightarrow$  Pas de risque de soulèvement.

#### 4) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $N$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

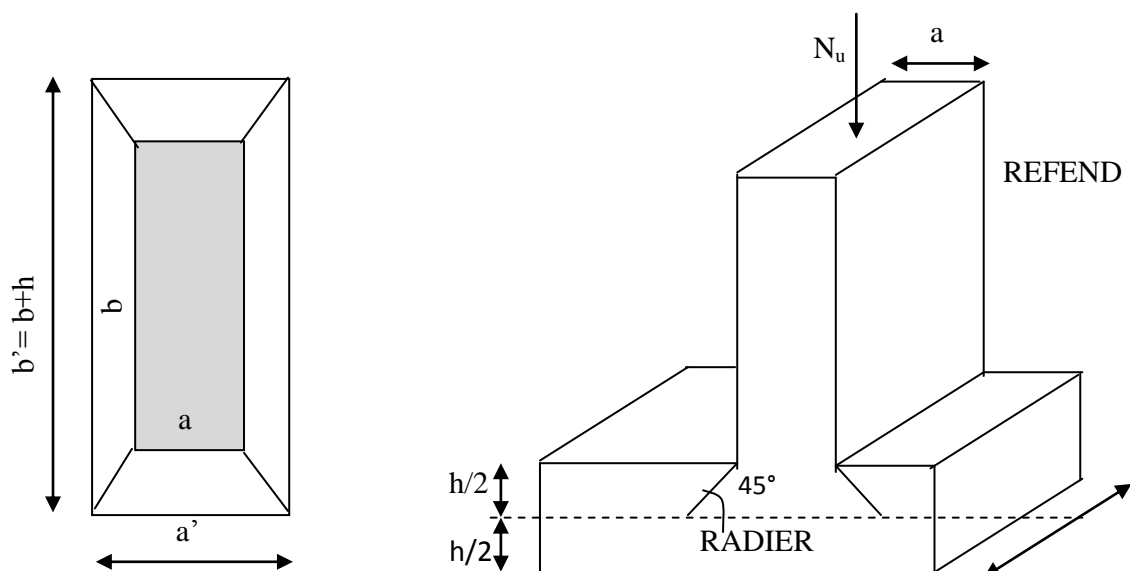


Figure VIII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

#### Calcul du périmètre utile $\mu_c$ :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,55 + 0,55 + 2 \cdot 1,10) = 6,60 \text{ m.}$$

$$N_u = 2753,10 \text{ KN.}$$

$$N_u < 0,045.6,60.1,10.16666 = 5444,78 \text{ KN} .$$

- Voile (pour une bonde de 1m):

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+1+2.1,1) = 6,80 \text{ m}.$$

$$N_u = 2827,20 \text{ KN}.$$

$$N_u < 0,045.6,80.1,10.16666 = 5609,77 \text{ KN} .$$

- Voile de la cage d'ascenseur :

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+2,15+2.1,10) = 9,10 \text{ m}$$

$$N_u = 2258,90 \text{ KN}.$$

$$N_u < 0,045.9,10.1,10.16666 = 7507,20 \text{ KN} .$$

#### VIII-4-5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constituer des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91.pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

##### 1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1<sup>er</sup> Cas : Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2<sup>eme</sup> Cas : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 .$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} ; \quad L_x < L_y$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

**2) Identification du panneau le plus sollicité:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5} = 0,6 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{matrix}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

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.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m \text{ ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 235,55 - \frac{10737,32}{452,77} = 211,83 \text{ KN/m}^2.$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m \text{ ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 171,47 - \frac{10737,32}{452,77} = 147,75 \text{ KN/m}^2.$$

**VIII-4-6 Calcul à l'ELU :****1) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

On obtient  $M_x = 0,0812 \cdot 211,83 \cdot 3^2 = 154,80 \text{ KN.m}$ .

$$M_y = 0,305 \cdot 154,80 = 47,21 \text{ KN.m}.$$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$ .
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$ .
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$ .
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

**2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y) :**

- Aux appuis de rive :

$$M_a^x = 0,3 M_x = 46,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0,3 M_y = 14,16 \text{ KN.m.}$$

- Aux appuis intermédiaire :

$$M_a^x = 0,5 M_x = 77,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0,5 M_y = 23,60 \text{ KN.m.}$$

- En travées :

$$M_t^x = 0,85 M_x = 131,58 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 40,12 \text{ KN.m.}$$

**3) Ferrailage longitudinal :**

- Aux appuis de rive:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{46,44 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,023 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,44 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 100 \cdot 348} = 3,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15cm.

- Aux appuis intermédiaire :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{77,40 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,039 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,40 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 100 \cdot 348} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15 cm.

- En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{131,58 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,067 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{131,58 \cdot 10^3}{0,965 \cdot 100 \cdot 348} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15 cm.

#### 4) Ferrailage transversal :

##### - Aux appuis de rive:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{14,16 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,007 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,007 \rightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,16 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15 cm.

##### - Aux appuis intermédiaire :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{23,60 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,012 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,60 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 100 \cdot 348} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15 cm.

##### - En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{40,12 \cdot 10^3}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,020 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40,12 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 100 \cdot 348} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 15 cm.

#### 5) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 110 \cdot 45 \cdot \frac{3-0,6}{2} = 4,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Aux appuis:**  $A_{ua}^x = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,75 \text{ cm}^2$   
 $A_{ua}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,75 \text{ cm}^2$
- **En travée:**  $A_{ut}^x = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,75 \text{ cm}^2$   
 $A_{ut}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,75 \text{ cm}^2$

#### 6) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91):

- Direction la plus sollicitée (sens xx) :  $St = 15\text{cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Direction la moins sollicitée (sens yy) :  $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

#### VIII-4-7 Calcul à l'ELS :

##### 1) Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5} = 0,6 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{matrix}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \text{ et } M_y = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

On obtient  $\begin{matrix} M_x = 114,49 \text{ KN.m.} \\ M_y = 54,49 \text{ KN.m.} \end{matrix}$

##### 2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y) :

- **Aux appuis de rive:**  $M_a^x = 0,3 \cdot M_x = 34,34 \text{ KN.m}$   
 $M_a^y = 0,3 \cdot M_y = 16,34 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis intermédiaire:**  $M_a^x = 0,5 \cdot M_x = 57,24 \text{ KN.m}$   
 $M_a^y = 0,5 \cdot M_y = 27,245 \text{ KN.m}$
- **En travée:**  $M_t^x = 0,85 \cdot M_x = 97,31 \text{ KN.m}$   
 $M_t^y = 0,85 \cdot M_y = 46,31 \text{ KN.m}$

##### 3) Vérification des contraintes dans le béton:

- **Sens longitudinal :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 11,31}{100 \cdot 37} = 0,305 \rightarrow \begin{matrix} \beta_1 = 0,913 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{42,47} = 0,023 \end{matrix}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{57,24 \cdot 10^3}{0,913 \cdot 37 \cdot 11,31} = 149,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,023.149,81 = 3,44 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travées :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{46,31 \cdot 10^3}{0,913 \cdot 37,11,31} = 121,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,023.121,21 = 2,78 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Sens transversal :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,28}{100 \cdot 37} = 0,169 \rightarrow \frac{\beta_1}{k_1} = 0,016$$

**-Aux appuis :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{27,245 \cdot 10^3}{0,933 \cdot 37,6,28} = 125,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,016.125,67 = 2,01 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travées :**

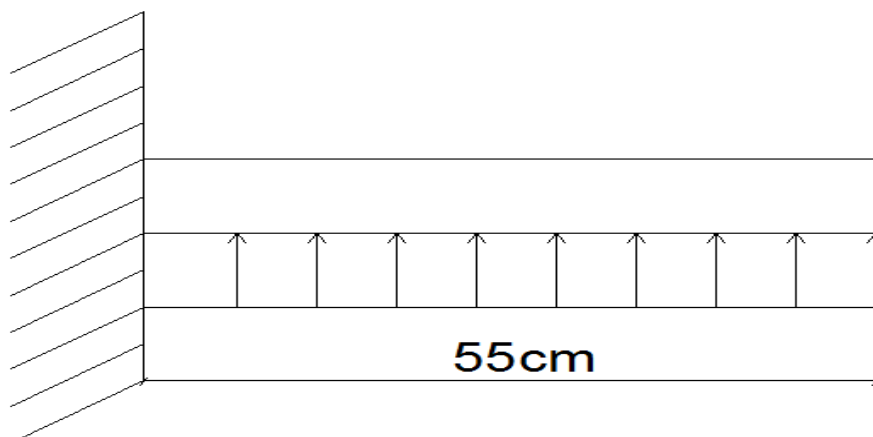
$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{46,31 \cdot 10^3}{0,933 \cdot 37,6,28} = 213,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,016.213,61 = 3,41 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie  
Figure VIII.3.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Figure VIII-3 : Schéma statique du débord.**



**1) Sollicitation de calcul :**

- A l'ELU  $q_u = 211,83 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-211,83 \cdot 0,55^2}{2} = -32,03 \text{ KN}.$$

- A l'ELS  $q_s = 147,75 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-147,75 \cdot 0,55^2}{2} = -22,34 \text{ KN}.$$

**2) Calcul des armatures :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,03}{100 \cdot 37^2 \cdot 14,2} = 0,016.$$

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,03 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 37 \cdot 348} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit :  $5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  , avec un espacement de  $25 \text{ cm}$ .

**3) Vérification à l'ELU:**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 4,02 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2 = A_{\min}$  .....Condition vérifiée.

**4) Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$ . On prend  $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $20 \text{ cm}$ .

**5) Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 37} = 0,152 \rightarrow \begin{matrix} \alpha_1 = 0,192 \\ \beta_1 = 0,936 \end{matrix}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{22,34 \cdot 10^3}{0,936 \cdot 37 \cdot 5,65} = 114,17 \text{ MPa}.$$

$\sigma_s = 114,17 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ . .....Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0158 \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_b = 1,80 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VIII-6-Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Le rapport  $0,4 < \rho < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- 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 ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

#### - Pour les charges trapézoïdales :

Moment fléchissant:  $l_m = l_x (0,5 - \rho_x^2 / 6)$ .

Effort tranchant:  $l_t = l_x (0,5 - \rho_x / 4)$ .

#### - Pour les charges triangulaires :

Moment fléchissant:  $l_m = 0,333 \cdot l_x$ .

Effort tranchant:  $l_t = 0,25 \cdot l_x$

## VIII-6-1 Sens longitudinal :

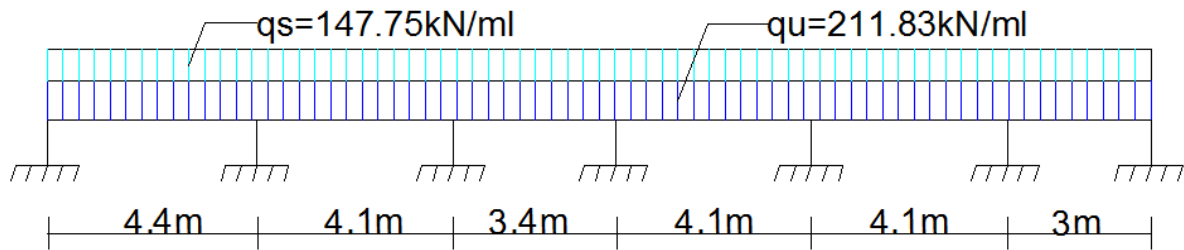


Figure VIII-4 : Schéma statique de la nervure(x-x).

## 1) Calcul à l'ELU :

Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	$q_u$	$L_m$	$L_t$	$P_{mg}$	$P_{tg}$
<b>A-B</b>	3,87	4,40	0,87	211,83	0,53	1,24	112,26	262,66
<b>B-D</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>D-E</b>	3,40	3,87	0,87	211,83	1,13	0,85	239,36	180,05
<b>E-F</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>F-G</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>G-I</b>	3	3,87	0,77	211,83	0,99	0,75	209,71	158,87

Tableau VIII-4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	$q_u$	$L_m$	$L_t$	$P_{md}$	$P_{td}$
<b>A-B</b>	3,87	4,40	0,87	211,83	0,53	1,24	112,26	262,66
<b>B-D</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>D-E</b>	3,40	3,87	0,87	211,83	1,13	0,85	239,36	180,05
<b>E-F</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>F-G</b>	3,87	4,10	0,94	211,83	0,23	1,08	48,72	228,77
<b>G-I</b>	3	3,87	0,77	211,83	0,99	0,75	209,71	158,87

Tableau VIII-5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

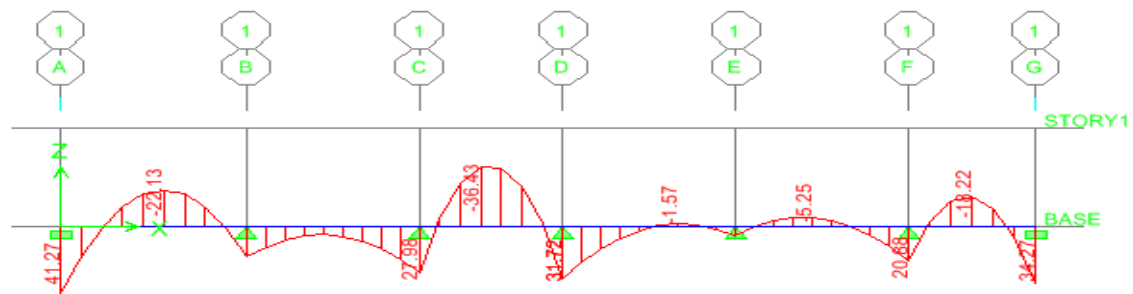
Travée	P <sub>mg</sub>	P <sub>md</sub>	P <sub>tg</sub>	P <sub>td</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>
A-B	112,26	112,26	262,66	262,66	224,52	525,32
B-D	48,72	48,72	228,77	228,77	97,44	457,54
D-E	239,36	239,36	180,05	180,05	478,72	360,10
E-F	48,72	48,72	228,77	228,77	97,44	457,54
F-G	48,72	48,72	228,77	228,77	97,44	457,54
G-I	209,71	209,71	158,87	158,87	419,42	317,74

**Tableau VIII-6 :** Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

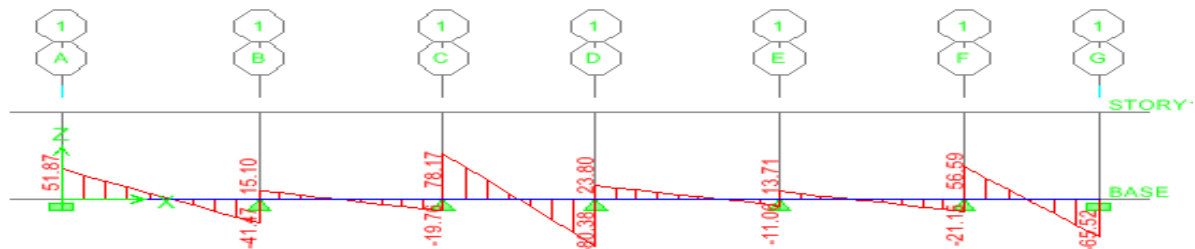
## 2) Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :



**Figure VIII-5 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



**Figure VIII-6 :** Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

## 3) Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{max} = 364,30 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = 412,70 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_s = 384 \text{ MPa}.$$

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	μ <sub>l</sub>	β	Observation	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appui	412,70	0,046	0,392	0,976	S.S.A	11,35	8HA16=16,08
Travée	364,30	0,040	0,392	0,980	S.S.A	9,98	4HA16+2HA12=10,30

#### 4) Vérifications à l'ELU :

##### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 55 \cdot 105 \cdot \frac{2,1}{400} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,08 \text{ cm}^2 > 6,97 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 10,30 \text{ cm}^2 > 6,97 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min \frac{h}{4} ; 12\phi_l = 27,5 \text{ cm} ; 19,20 \text{ cm} = \text{cm} . \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{- En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} . \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

##### c) Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi = 31,42 ; 55 ; 12 = 12 \text{ cm} . \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm.}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 55 = 2,47 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

##### d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 803,80 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max} \cdot 10^3}{b \cdot d} = 1,36 \text{ MPa} \leq \tau_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### 5) Vérification à l'ELS :

-Aux appuis : M<sub>a</sub> = 281,80 KN.m.

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 16,08}{55 \cdot 107} = 0,273 \rightarrow \alpha_1 = 0,248$$

$$\beta_1 = 0,917$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{281,80 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 105 \cdot 16,08} = 182,01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sa} = 182,01 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{ba} = \frac{\sigma_{sa}}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,022 \cdot \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{ba} = 3,92 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

**-En travée :**  $M_t = 253 \text{ KN.m.}$

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 10,30}{55 \cdot 105} = 0,178 \rightarrow \begin{matrix} \alpha_1 = 0,204 \\ \beta_1 = 0,932 \end{matrix}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{253 \cdot 10^3}{0,932 \cdot 107 \cdot 10,30} = 245,83 \text{ MPa.}$$

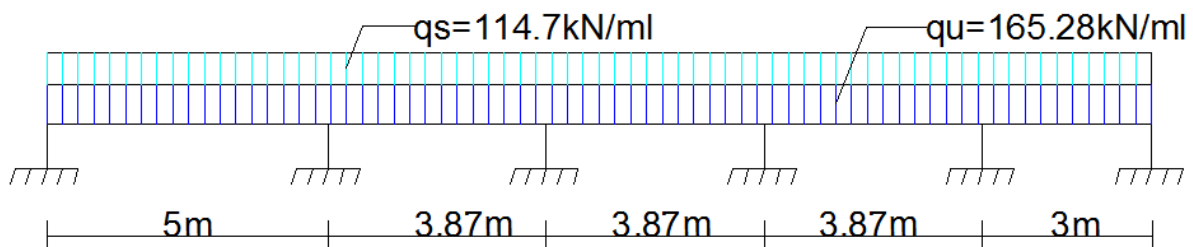
$$\sigma_{st} = 245,83 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_{st}}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,017 \cdot \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bt} = 4,20 \text{ MPa.} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

#### VIII-6-2 Sens transversal :



**Figure VIII-7 :** Schéma statique de la nervure (sens y-y).

1) Calcul a l'ELU :

Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	$q_u$	$L_m$	$L_t$	$P_{mg}$	$P_{tg}$
1-4	4,10	5	0,82	211,83	0,81	1,20	171,58	254,19
4-5	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
5-6	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
6-7	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
7-9	3	4,10	0,73	211,83	0,99	0,75	209,71	158,87

Tableau VIII-7 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	$L_x$	$L_y$	$\rho_x$	$q_u$	$L_m$	$L_t$	$P_{md}$	$P_{td}$
1-4	4,10	5	0,82	211,83	0,81	1,20	171,58	254,19
4-5	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
5-6	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
6-7	3,87	4,10	0,94	211,83	1,28	0,96	271,14	203,35
7-9	3	4,10	0,73	211,83	0,99	0,75	209,71	158,87

Tableau VIII-8 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

Travée	$P_{mg}$	$P_{md}$	$P_{tg}$	$P_{td}$	$P_m$	$P_t$
1-4	171,58	171,58	254,19	254,19	343,16	508,38
4-5	271,14	271,14	203,35	203,35	542,28	406,70
5-6	271,14	271,14	203,35	203,35	542,28	406,70
6-7	271,14	271,14	203,35	203,35	542,28	406,70
7-9	209,71	209,71	158,87	158,87	419,42	317,74

Tableau VIII-9 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

2) Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

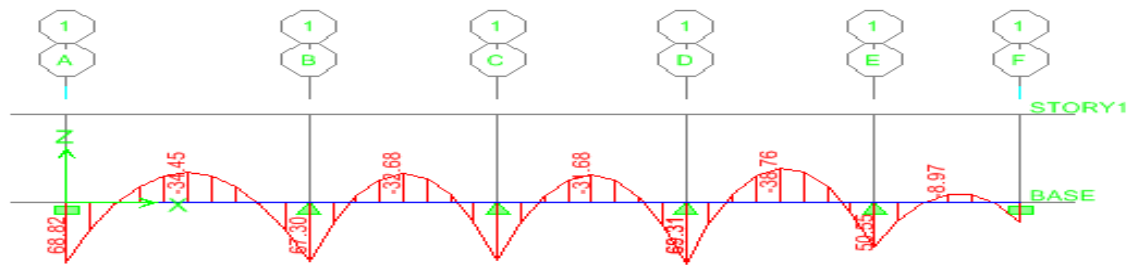


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

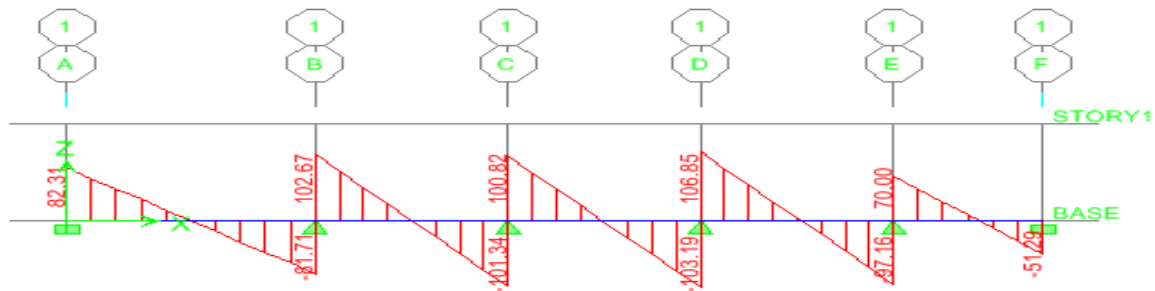


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

### 3) Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{max} = 387,60 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = 693,10 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_s = 384 \text{ MPa}.$$

Zone	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_l$	$\beta$	Observation	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Appui	693,10	0,043	0,392	0,978	S.S.A	10,64	8HA16=16,08
Travée	387,60	0,077	0,392	0,959	S.S.A	19,40	4HA20+4HA16=20,61

### 4) Vérifications à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 55 \cdot 105 \cdot \frac{2,1}{400} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 16,08 \text{ cm}^2 > 6,97 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 20,61 \text{ cm}^2 > 6,97 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :



-En zone nodale :  $S_t \leq \min \frac{h}{4} ; 12\phi_l = 27,50cm ; 24cm = 24cm$  . Soit  $S_t = 10 cm$ .

- En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 55 cm$  . Soit  $S_t = 15cm$ .

**c) Armatures transversales minimales :**

$\phi \leq \min \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi = 31,42 ; 55 ; 16 = 16cm$  . Soit  $\phi = 10 mm$ .

$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 55 = 2,47 cm^2$ .

Soit  $A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2$ .

**d) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa = 2,5 MPa$$

Avec :  $T_{u \max} = 1068,50 KN$ .

$$\tau_u = \frac{T_{u \max} \cdot 10^3}{b \cdot d} = 1,81 MPa \leq \tau_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5) Vérification à l'ELS :**

**-Aux appuis :  $M_a = 267,20 KN.m$ .**

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 16,08}{55 \cdot 105} = 0,278 \rightarrow \begin{matrix} \alpha_1 = 0,248 \\ \beta_1 = 0,917 \end{matrix}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{267,20 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 105 \cdot 16,08} = 172,58 MPa.$$

$$\sigma_{sa} = 172,58 MPa \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{ba} = \frac{\sigma_{sa}}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,022 \cdot \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{ba} = 3,72 MPa \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 MPa. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travée :  $M_t = 477,40 KN.m$ .**

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 20,61}{55 \cdot 105} = 0,350 \rightarrow \begin{matrix} \alpha_1 = 0,276 \\ \beta_1 = 0,908 \end{matrix}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{477,40 \cdot 10^3}{0,908 \cdot 107,20,61} = 238,41 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 238,41 \text{ MPa} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

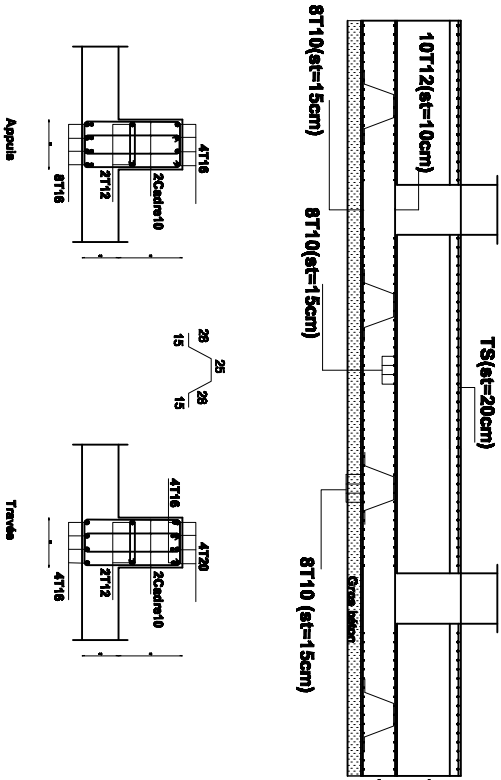
-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_{st}}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,025 \cdot \sigma_{st}$$

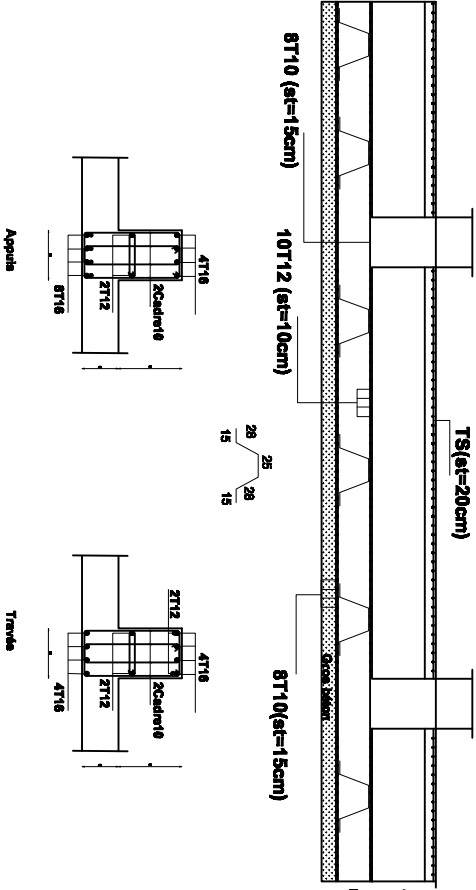
$$\sigma_{bt} = 6,06 \text{ MPa.} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

FERRAILLAGE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTANTE

Sens longitudinal



Sens transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMEN DE TIZ OUIZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mme BEDOUHENE Keza.

TITRE:  
FERRAILLAGE DU RADIER  
ET DE LA DALLE FLOTANTE

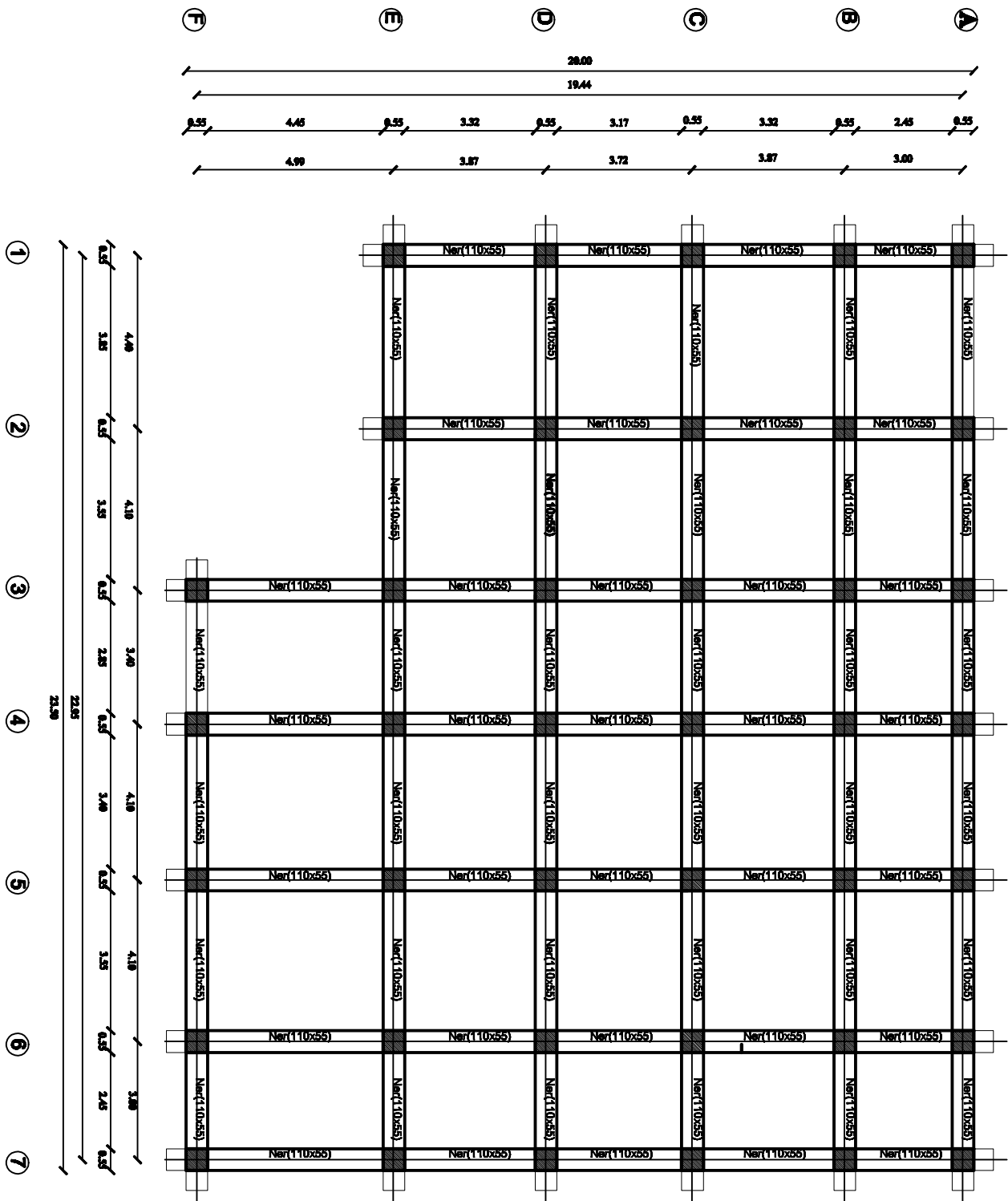
DIRIGE PAR :  
Mr LOUZAL

PROMOTION 2016/2017.

PLANCHE N

ECHELLE

# Coffrage des fondations



# Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul ETABS 9.6 ), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

La disposition optimale des voiles est un facteur important pour avoir un bon contreventement.

Une quantité importantes de voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur et sans oublier que la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation.

# Bibliographie

➤ **Règlements :**

RPA99 V2003

DTR B.C. 2.2

BAEL 91

➤ **Ouvrage :**

Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed BELLAZOUGUI

Ouvrages en béton armé.....H. Renaud

Aide-mémoire RDM.....Edition Dunod