

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil.*

*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

## THEME



*Etude d'un bâtiment (R+8+2S-SOL+Charpente en bois) à usage d'habitation, à ossature mixte avec l'application du ETABS*

Etudié par: M<sup>r</sup> AIT CHAKDHIDH HOCINE  
M<sup>r</sup> HAMICHE MOHAND  
M<sup>elle</sup> SIDALI ELKAISSA

Dirigé par : M<sup>r</sup> KACHI

Année 2013/2014

# Remerciements

*En premier lieu, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin d'émener ce modeste travail à terme.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr KACHI pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail.*

*Nous tenons également à remercier toute personne qui, de près ou de loin, nous a apporté aide et encouragements.*

*Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.*

# dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

- ✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tous mon cursus, qui m'ont soutenu durant toute ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✚ A mes très chers na zahra ,yemma nouara et saadia*
- ✚ A mes très chers sœurs fairouz , saloua ,hamida et son marie mahdine.*
- ✚ A mes très chers frère idir et yougourthene*
- ✚ A toute ma famille, mes proches sans exception.*
- ✚ A tous mes amis.*
- ✚ A toutes mes amies.*
- ✚ En fin, je remercie Mohand et Elkaiassa qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
- ✚ A toute la promotion 2013/2014*

*AIT CHEKDHIDH Hocine*

# **dédicace**

*Je dédie ce modeste travail :*

- ✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tous mon cursus, qui m'ont soutenu durant toute ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✚ A la mémoire de yema el djida*
- ✚ Ma grand-mère yema zahoua*
- ✚ A mes très chers sœurs el djida et fahima*
  
- ✚ A mes très chers frère merzouk et sa femme karima aberkane et sa femme maghenia madjid et sa fiancée ouardia*
  
- ✚ A toute ma famille, mes proches sans exception.*
- ✚ A tous mes amis.*
- ✚ A toutes mes amies.*
- ✚ En fin, je remercie hocine et Elkaïssa qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
  
- ✚ A toute la promotion 2013/2014*

*Mohand hamiche*

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier **Dieu**, le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la Patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Mes très **chers parents** qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie. **MAMAN, PAPA** grand merci, je souhaite que j'ai réalisée votre rêve et que vous seriez fière de moi ?

Ma **grande mère** maternelle et **NANA**

Mes **chers frères** KARIM, SAMIR et ma **chers sœurs** THANINA  
Toute la famille « **SIDALI** ».

À tous **mes**  
**copines** : MERLAM, KARIMA, SADIA  
FATMA, MERLAM **cousine**, ANISSA,  
AMIRA

À tous **les**  
**résidentes** : SARA, MERIEM, KAHINA,  
HANEN, SOUHILA, NAIMA, LOLA, LILA  
MERIEM, OUAZNA.

À **mes 2 binômes** et leurs famiels.

À mon ami **BAKLOUCHE**.

Mes **collègues** : IDIR, ELHADI, HOCINE,  
FARID, TAHAR, MOUMOUH, SARA  
SAMIA, DRIFA, LINDA et **mes amis**.

Et **spécialement** à mon chouchou.

KAISSA



# *Liste des tableaux*

**Tableau II.1** : Descente de charges sur le poteau E9.

**Tableau IV.1** : Les valeurs de spectre de réponse.

**Tableau IV.2** : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

**Tableau IV.3** : Périodes et participations massiques.

**Tableau IV.4** : Vérification des déplacements relatifs.

**Tableau VI.1** : Calcul des armatures dans le sens XX.

**Tableau VI.2** : Calcul des armatures dans le sens YY.

**Tableau VI.3** : Vérification des contraintes dans le sens XX.

**Tableau VI.4** : Vérification des contraintes dans le sens YY.

**Tableau VI.5** : Ferrailage des poteaux

# *Liste des figures*

**Fig. I.1 :** Schéma descriptif de la toiture.

**Fig. I.2 :** Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELU).

**Fig. I.3 :** Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS).

**Fig. I.4 :** Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU).

**Fig. II.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

**Fig. II.2:** Loi de dégression des charges.

**Fig.III.1 :** Terminologie de l'escalier.

**Fig.III.2.1 :** Schéma de la poutre palière

**Fig. III.2.2 :** Diagramme du moment fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

**Fig. III.2.3 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

**Fig. III.3.1 :** Distribution des moments sur le panneau.

**Fig. III.3.2:** Schéma statique de calcul de l'escalier à l'E.L.U.

**Fig. III.3.2.1:** Schéma statique de la poutrelle

**Fig. III.3.3:** Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U.

**Fig. III.3.4 :** Schéma statique de calcul de l'escalier à l'E.L.S

**Fig. III.3.5 :** Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U.

**Fig. III.3.6 :** diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.

**Fig. III.3.7 :** Caractéristiques géométriques de la poutre.

**Fig. III.3.8 :** diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

**Fig. III.3.9 :** Schéma de la cage d'ascenseur.

**Fig. III.4.1 :** Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

**Fig. III.4.2 :** Distribution des moments sur le panneau.

**Fig. III.5.1 :** Schéma statique de la dalle de pleine de type « console ».

**Fig. III.6.1:** Schéma statique d'une panne.

**Fig. III.6.2 :** Schéma de chargement de chevron.

**Fig. III.7.1 :** Coupe transversale de l'acrotère.

**Fig. III.7.2 :** Schéma statique de calcul et diagramme des efforts.

**Fig. III.7.3:** Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

**Fig. III.7.4 :** Schémas de ferrailage de l'acrotère.

**Fig. IV.1 :** Modèle 3D de la structure.

**Fig. IV.2 :** Disposition des voiles dans les différents étages.

**Fig. IV.3 :** Distribution des voiles dans le sous-sol 1.

**Fig. IV.4 :** Distribution des voiles dans le sous-sol 2.

**Fig. IV.5 :** Spectre de repense de calcul.

**Fig. IV.6 :** Efforts repris par l'ensemble selon  $E_X$

**Fig. IV.7 :** Efforts repris par l'ensemble selon  $E_Y$ .

**Fig. IV.8:** Efforts repris parles voiles selon  $E_X$

**Fig. IV.9:** Efforts repris par voiles selon  $E_Y$

**Fig. IV.10:** Efforts repris parles portiques selon  $E_X$

**Fig IV.11:** Efforts repris parles portiques selon  $E_Y$

**Fig. IV.12:** Charge verticales reprises par l'ensemble.

**Fig. IV.13:** Charge verticales reprises par les voiles.

**Fig. IV.14 :** Charge verticales reprises par portiques..

**Fig. IV.15:** Vérification des déplacements selon  $E_X$ .

**Fig. IV.16:** Vérification des déplacements selon  $E_Y$ .

**Fig. IV.17:** Vérification du déplacements relatif inter étage selon  $E_X$ .

**Fig. IV.18:** Vérification du déplacements relatif inter étage selon  $E_Y$ .

**Fig. V.1:** Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETAPS.

**Fig. V.2:** Les dispositions et les noms des voiles selon le logiciel ETAPS.

**Fig. VI.1:** Disposition de l'armature tendue S.S.A.

**Fig. VI.2:** Disposition des armatures S.D.A.

**Fig. VI.3:** Disposition des armatures dans les voiles.

**Fig. VII.2:** Coupe verticale sur radier.

**Fig. VII.3:** Diagramme des contraintes du sol.

**Fig. VII.4:** Dimension du panneau de dalle le plus défavorable.

**Fig. VII.5:** Schéma statique de la nervure.

**Fig. VII.6:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m].

**Fig. VII.7:** Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U [KN].

**Fig. VII.8:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S [KN.m].

**Fig. VII.9:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U.

**Fig. VII.10:** Diagramme des efforts tranchant à l'E.L.U [KN].

**Fig. VII.11:** Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S [KN.m].

**Fig. VII.12:** Schéma statique de débord.

**Fig. VIII.1:** Schéma du voile plaque.

**Fig. VIII.2:** Diagrammes des contraintes.

# SOMMAIRE

- INTRODUCTION .

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....1

CHAPITRE II :Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges.....13

CHAPITRE III :Calcul des éléments.....30

CHAPITRE IV :Modélisation de la structure.....112

CHAPITRE V :Résultats d'étude aux chargements.....134

CHAPITRE VI :Ferrailage des éléments structuraux :

- Ferrailage des poteaux .....156
- Ferrailage des poutres.....166
- Ferrailage des voiles.....177

CHAPITRE VII :Etude de l'infrastructure.....190

CHAPITRE VIII :Etude de Voile plaque.....216

- CONCLUSION.

- BIBLIOGRAPHIE.

# introduction

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment (02S-Sols+RDC+8 étages+Charpente en bois) à usage d'habitation contreventé par voiles et portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

*Chapitre*

*I*

*Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux*

### I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+8), composé de deux sous-sol à usage commercial, un rez-de-chaussée et de huit étages à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU, une région classée selon le RPA 99 modifié 2003 (Règlement Parasismique Algérien) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a), groupe d'usage 2.

Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

Le bâtiment comporte :

- De deux sous sol et un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Huit étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une charpente en bois.

#### I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

❖ Longueur du bloc :	$L = 21,24 \text{ m}$
❖ Largeur du bloc :	$l = 21,14 \text{ m}$
❖ hauteur d'étage courant :	$h_e = 3,06 \text{ m}$
❖ hauteur du RDC :	$h_{\text{RDC}} = 4,08 \text{ m}$
❖ hauteur du sous-sol :	$h_{\text{s-s1}} = 4,59 \text{ m}$
❖ hauteur du sous-sol :	$h_{\text{s-s2}} = 3,74 \text{ m}$
❖ hauteur total :	$h_{\text{Total}} = 38.49 \text{ m}$

#### I.1.2 caractéristique géométrique du sol d'assise :

Le dossier géométrique nous a fourni les données suivantes :

- ❖ La contrainte admissible du sol : 1.9 bar
- ❖ Le site est considéré comme : ferme (S2)

### I.1. 3 Les éléments de l'ouvrage :

#### – L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

#### – Les planchers :

Les planchers sont des aires planes délimitant les étages, supportent et transmettent aux éléments porteurs les charges et surcharges, ils assurent deux fonctions :

- ❖ **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- ❖ **Fonction d'isolation** : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

IL existe deux types de planchers :

- Planchers en corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

#### 1) Plancher en corps creux :

Ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Support des plafonds et revêtements.

#### 2) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, panneau de la cage d'escalier de l'entrée principale, panneau de la dalle pleine du local machine.

#### – Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier de type « escalier droit » reliant les différents étages; Ces escaliers comporteront deux volées adjacentes et un palier intermédiaire et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**– Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **les murs extérieurs** : murs de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10+5+10).

- **les murs intérieurs** : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

**– Les revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs extérieures et façades.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

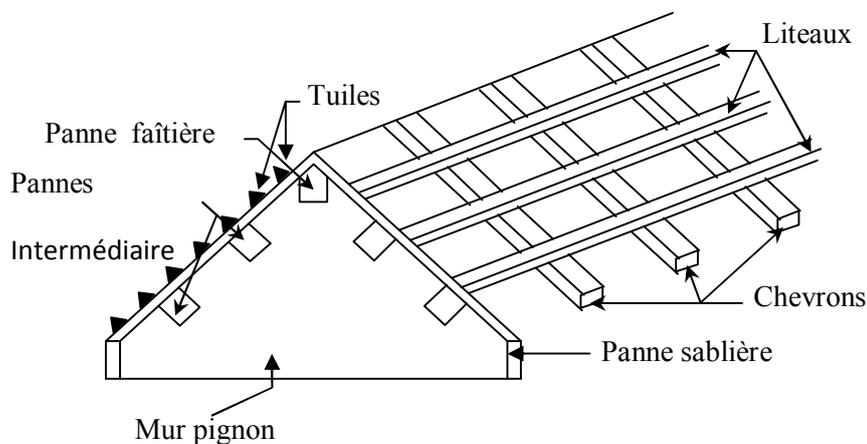
- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

**– Les voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

**– La toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous



**Fig. I.1 : Schéma descriptif de la toiture**

– **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

– **Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton.

On opte :

- **pour le coffrage des portiques** : un coffrage classique en bois.

- **pour le coffrage des voiles** : un coffrage métallique.

– **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

#### **I.1.4 Réglementation utilisée :**

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 VERSION 2003** (Règles Parasismiques Algériennes).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR-BC-2.2** (Document Technique Réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- **RNV 99** (Règlement Neige et Vent).

#### **I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 sera utilisé pour cette étude ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) et le règlement neige et vent (RNV99).

### I.2.1 Les différents états limitent :

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calculée.

On distingue deux catégories d'états limites :

**a) Les états limites ultimes (ELU) :** dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- L'état limite ultime d'équilibre statique : glissement, renversement, tassement.

- L'état limite ultime de résistance : concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

- L'état limite de stabilité de forme : concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée se doit de résister au risque de flambement.

**b) Les états limites de service (ELS) :** dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

- L'état limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des insuffisamment armatures protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

- L'état limite de service de déformation : des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (comme la fissuration du carrelage sur une dalle trop fléchie).

### I.2.2 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

- **Les actions permanentes(G) :** s'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure
- Les charges de la superstructure (équipements fixes)

- **Les actions variables(Q<sub>i</sub>):** actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires (DTR-BC-22).

- Les actions accidentelles : séisme, action du feu, chocs... etc.

### I.2.3 Le béton :

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

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm<sup>3</sup>
- Gravier .....750 à 850 cm<sup>3</sup>
- Dosage de ciment CPA325.....325 Kg/m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m<sup>3</sup>

#### a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  (à  $j$  jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge ( $f_{c28}$ ) est utilisée le plus souvent.

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, tel que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour ce projet, on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

#### b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour  $j = 28 \text{ j}$ , on a :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa.}$

#### c) Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1 du BAEL91 :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{Mpa}]$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

- pour  $\gamma_b = 1,50$  (en situation courante)  $\rightarrow f_{bc} = 14,20$  Mpa.

- pour  $\gamma_b = 1,15$  (en situation accidentelle)  $\rightarrow f_{bc} = 18,48$  Mpa.

$\theta$  : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. I.2).

Ce diagramme est constitué :

– D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$$

– D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$$

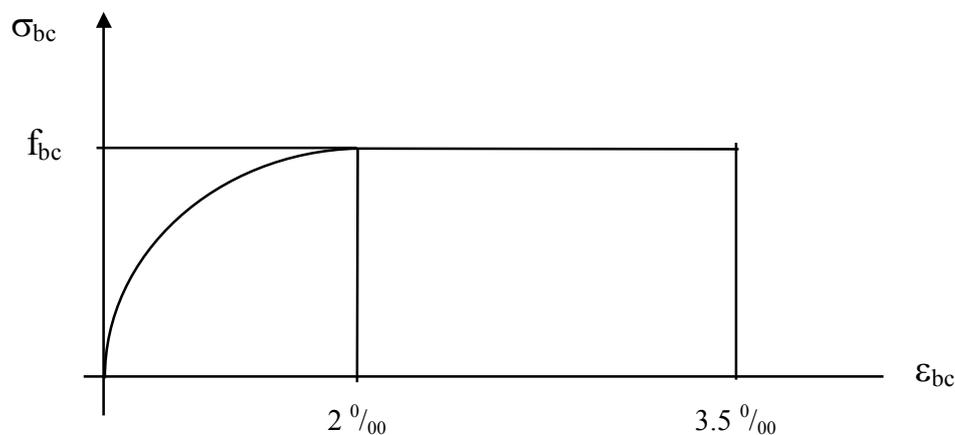


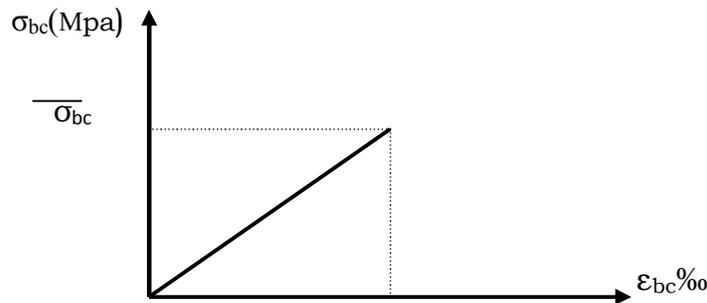
Fig. I.2 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

**d) Contrainte limite de service de résistance à la compression:**

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

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

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



**Fig. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)**

#### e) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article A.5.1-2-1 du BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

#### f) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

- **Module d'élasticité instantanée :** (Article A.2.1-2-1 du BAEL 91).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures (chargement de courte durée), il en résulte un module égal à :

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

Dans notre cas :  $E_i = 32164,2 \text{ Mpa.}$

**- Module d'élasticité différée :** Article A.2.1-2-2 du BAEL 91

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

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

Dans notre cas :  $E_v = 10818,9$  Mpa.

**- Module d'élasticité transversale:**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad [\text{Mpa}] \quad \text{Avec :}$$

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de POISSON, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

$$\nu = 0 \quad (\text{cas des états limites ultimes}).$$

$$\nu = 0,2 \quad (\text{cas des états limitent de service}).$$

**II.2.4 Les aciers :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

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

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

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

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [ $\eta$ ]	Coefficient de scellement [ $\psi_s$ ]
<b>Aciers en Barre</b>	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau. I.1** : Caractéristiques des aciers utilisés

**a) Module d'élasticité longitudinale :**

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

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91)}$$

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

**b) Coefficient de POISSON :**

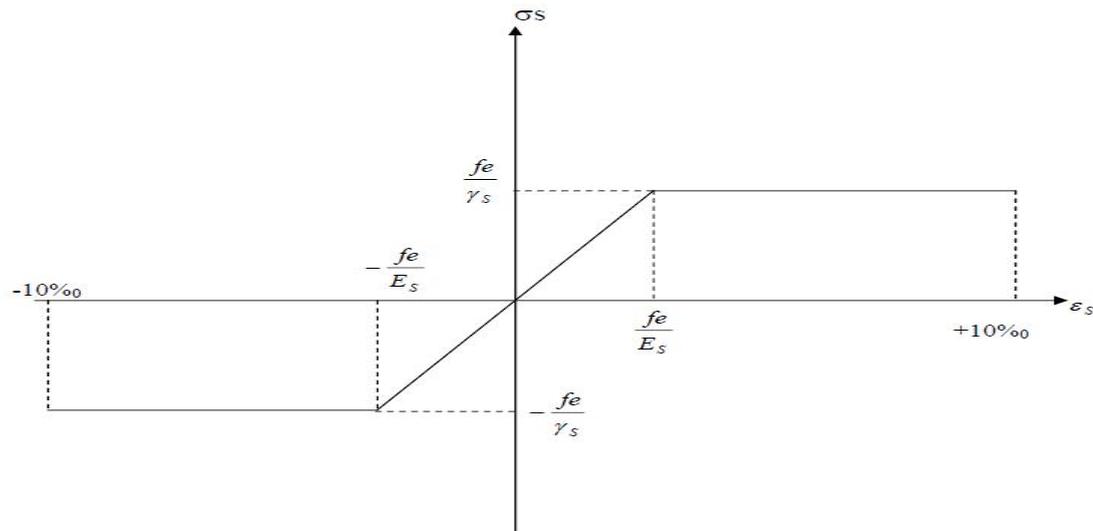
Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à :  $\nu = 0,3$ .

**c) Contrainte limite de l'acier :**

- **Etat limite ultime :**

**Diagramme « contrainte – déformation » :**

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :



**Fig. I.4 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU) .**

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.
- La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'article A.4.3-2 du BAEL 91 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}).$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

- pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) :  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

Pour les treillis soudés TL520 :  $\sigma_s = 452,17 \text{ Mpa.}$

- **Etat limite de service :**

Les contraintes limites de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures dont il est nécessaire de limiter et ce, a cause des risques de corrosion des armatures.

Il y a trois cas de fissurations d'après les règles de l'article A.4.5-3 du BAEL 91 :

- **Fissurations peu nuisible :** Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissurations préjudiciables :** Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] \quad [\text{Mpa}].$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$  pour les aciers (HA) si  $\phi \geq 6\text{mm}$ .

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

➤ On obtient donc les valeurs suivantes :

- pour les aciers (HA) si  $\phi \geq 6\text{mm}$  :  $\sigma_{St} \leq \min(266,66 ; 201,63) = 201,63$  [Mpa].

- pour les aciers (HA) si  $\phi < 6\text{mm}$  :  $\sigma_{St} \leq \min(266,66 ; 181,75) = 181,75$  [Mpa].

- **Fissurations très préjudiciables** : Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{St}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] \quad [\text{Mpa}].$$

$\eta = 1,6$  pour les aciers (HA)

On obtient donc la valeur suivante :  $\sigma_{St} \leq 161,30$  [Mpa].

#### d) Protection des armatures :

D'après l'article A.7.2-4 du BAEL91, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Dans notre cas  $c = 2$  cm.

*Chapitre*

*II*

*Pré-dimensionnement des  
éléments et descente de charges*

## II.1 pré-dimensionnement des éléments :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

### II.1.1 Pré-dimensionnement des planchers :

#### ❖ Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

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

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 519 - 40 = 479 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{479}{22,5}$$

Donc :  $h_t \geq 21.28 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur adoptée** : plancher de 24 cm d'épaisseur (corps creux de 20cm et dalle de compression de 4 cm).

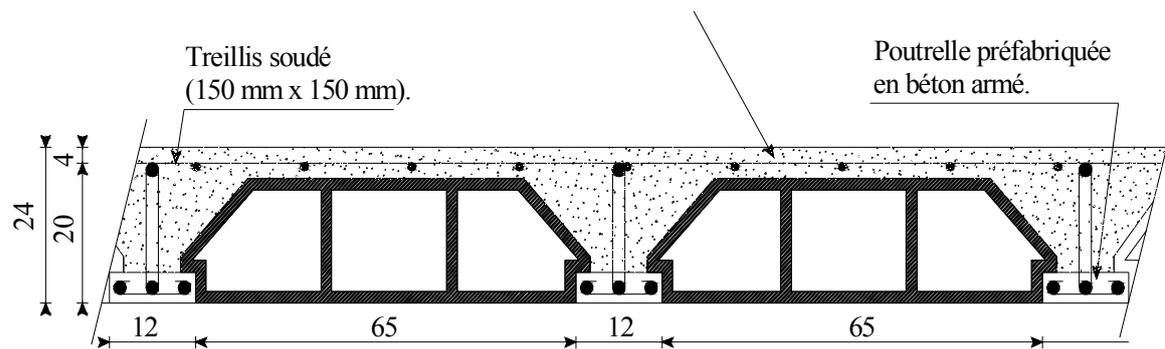


Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

❖ **Plancher en dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

**- Condition de résistance à la flexion :**

**a) Panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :**

$$\text{Si } \alpha \leq 0,4 : \quad e_p \geq l_x / 25$$

$$\text{Si } 0,4 \leq \alpha \leq 1 : \quad e_p \geq l_x / 30$$

Avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

$l_x$  : petit coté du panneau de dalle considéré.

$l_y$  : grand coté du panneau de dalle considéré.

**b) Panneau de la cage d'escalier à l'entrée et du local machine :**

$$\alpha = 3.92 / 4.40 = 0.89 \longrightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 25 = 392 / 30 = 13,06 \text{ cm}$$

On opte pour :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

**- Condition de résistance au feu :**

$e = 7$  cm pour une heure de résistance au feu.

$e = 11$  cm pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5$  cm pour quatre heures de résistance au feu.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine

- On opte pour un plancher qui devrait largement résister à quatre heures de feu, c'est-à-dire :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

**- Isolation acoustique :** (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de  $350 \text{ kg/m}^2$ .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de  $15 \text{ cm}$ .

**II.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

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

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

$L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis

- ❖ **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 519 - 40 = 479 \text{ cm}$$

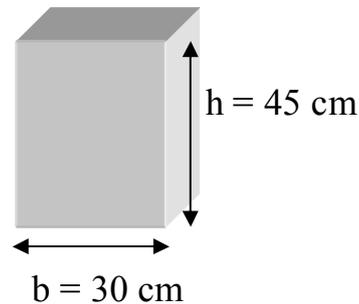
$$479/15 \leq h \leq 479/10$$

$$\text{Donc : } 31.93 \text{ cm} \leq h \leq 47.9 \text{ cm}$$

**On prend : h = 45 cm**

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

**On prend : b = 30 cm**



Poutre principale

- ❖ **Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 519 - 40 = 479 \text{ cm}$$

$$479/15 \leq h \leq 479/10$$

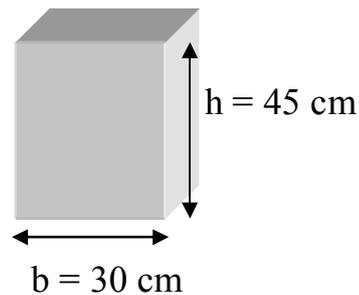
$$\text{Donc : } 31.93 \text{ cm} \leq h \leq 47.9 \text{ cm}$$

**On prend : h = 45 cm**

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

Par conséquent, nous retiendrons  $b = 30 \text{ cm}$

**On prend : b = 30 cm**



Poutre secondaire

**-Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à

$$\text{respecter : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

➤ **Poutres principales :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 45/30 = 1,5 < 4$$

Les conditions sont vérifiées.

❖ **Poutres secondaires :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 45/30 = 1,5 < 4$$

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :** les sections à adopter sont :

- Poutres principales :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

**II.1.3 Pré-dimensionnement des voiles :**

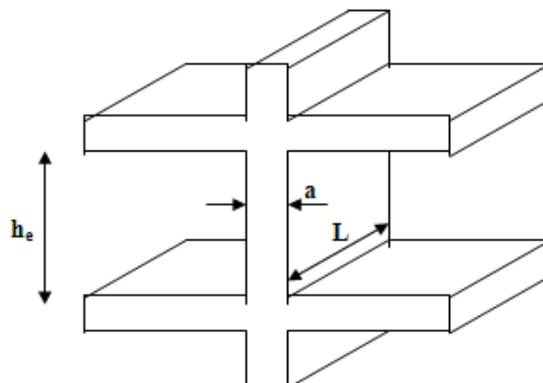
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

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

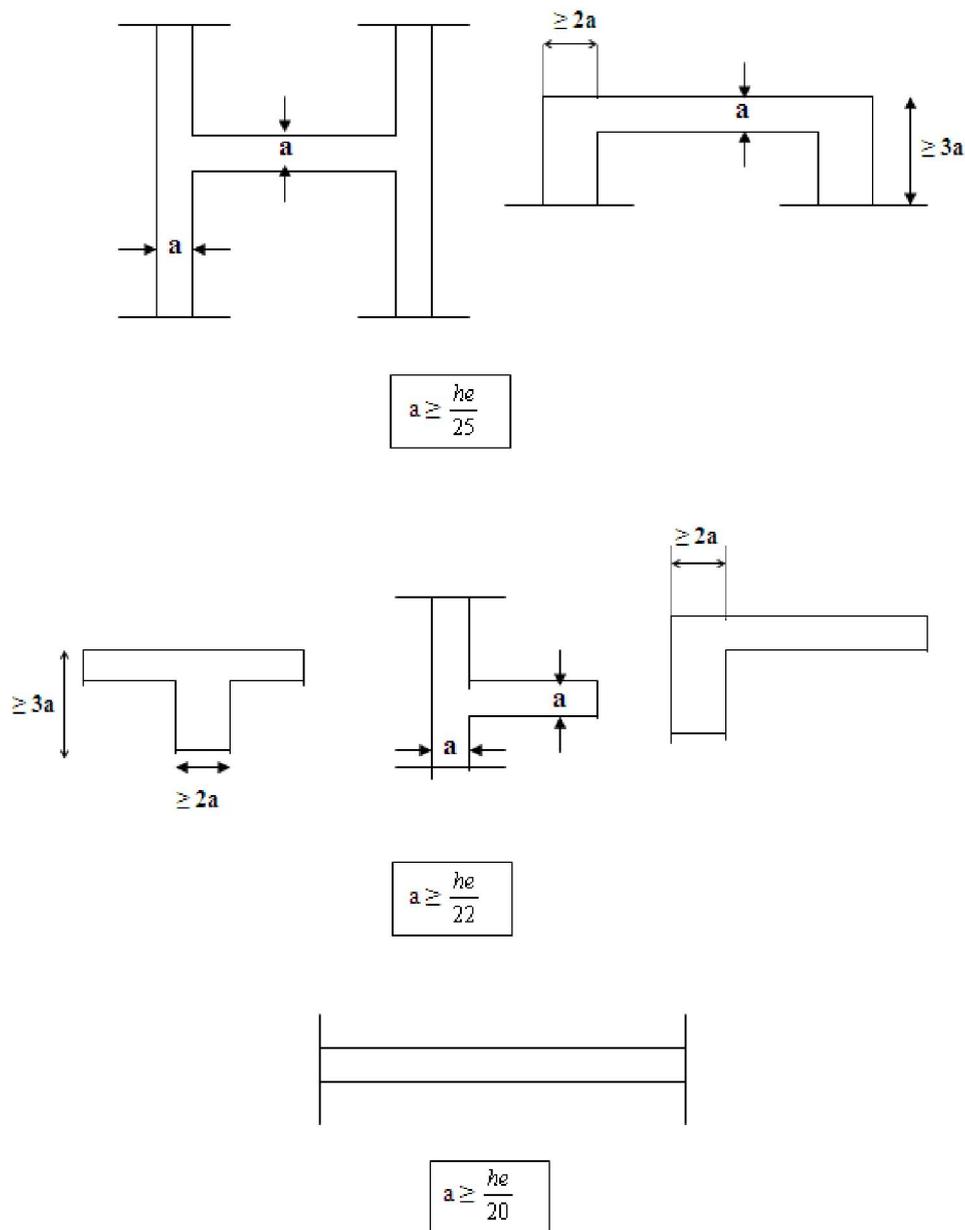
$L_{\min}$  : longueur minimale des voiles.

$a$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.



L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h<sub>e</sub>) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



**a) étage :**

$$h_e = 3,06 - 0,24 = 2,82 \text{ m}$$

24 cm : épaisseur du plancher (20+4)

$$a \geq h_e / 20$$

$$\text{Donc : } a \geq (282/20) = 14,1 \text{ cm}$$

➤ **On opte pour : a = 20 cm**

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :**

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

$$L_{\min} = 0,87 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- b) RDC :**

$$h_e = 4,08 - 0,24 = 3,84 \text{ m}$$

24 cm : épaisseur du plancher (20+4)

$$a \geq h_e / 20$$

$$\text{Donc : } a \geq (384/20) = 19,2 \text{ cm}$$

- **On opte pour : a = 20 cm**

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :**

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

$$L_{\min} = 0,87 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- c) sous-sol 1 :**

$$h_e = 4,59 - 0,24 = 4,35 \text{ m}$$

$$a \geq (435/20) = 20,75 \text{ cm}$$

- **On opte pour : a = 25 cm**

- c) sous-sol 2 :**

$$h_e = 3,74 - 0,24 = 3,5 \text{ m}$$

$$a \geq (350/20) = 17,50 \text{ cm}$$

- **On opte pour : a = 25 cm**

#### **II.1.4 Pré-dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

$$N_s = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$  (avec  $h_e =$  hauteur d'étage)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $S = N / \bar{\sigma}_{bc}$

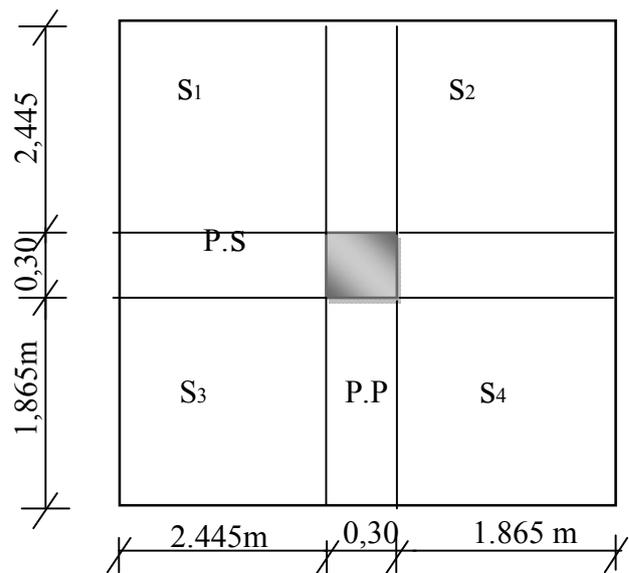
$N$  : effort de compression déterminé par la descente de charge.

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression tel que :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .

#### ❖ Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B-2) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge

#### -Position du poteau le plus sollicité



#### II.2 Décente de charges :

La surface revenant aux poteaux :

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

$$S_1 = 2,445 \times 2,445 = 5,978 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,445 \times 1,865 = 4,560 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,445 \times 1,865 = 4,560 \text{ m}^2$$

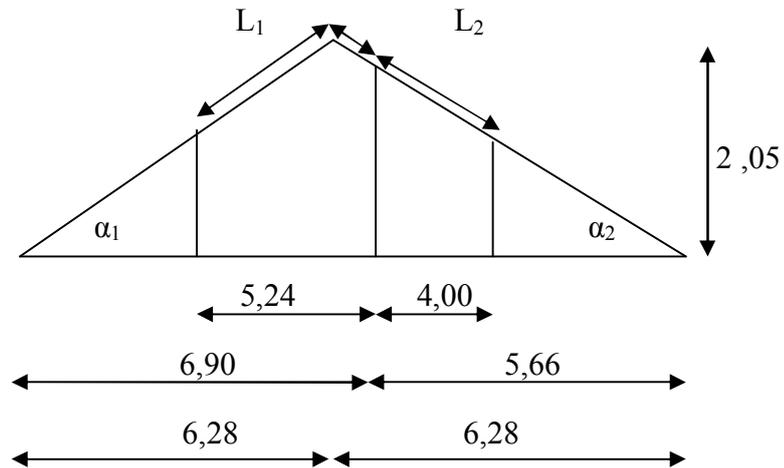
$$S_4 = 1,865 \times 1,865 = 3,478 \text{ m}^2$$

$$S = 18,576 \text{ m}^2$$

➤ La surface horizontale de la toiture revenant au poteau est :

$$S' = 4,61 \times 4,61 = 21,25 \text{ m}^2$$

➤ La surface inclinée de la toiture revenant au poteau :



• Calcule de l'angle  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  :

$$\text{tg } \alpha_1 = 2,05/6,28 \rightarrow \alpha_1 = 18,08^\circ$$

$$\text{tg } \alpha_2 = 2,05/6,28 \rightarrow \alpha_2 = 18,08^\circ$$

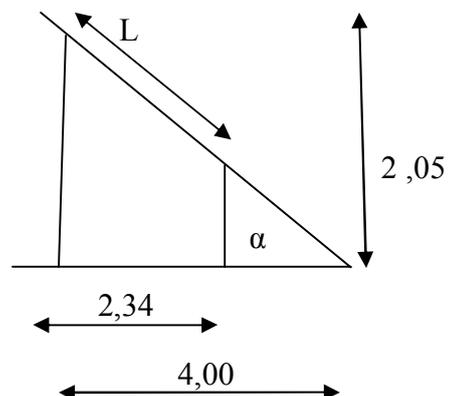
• Calcule de  $L_1$  et  $L_2$  :

$$L_1 = 5,24/\cos \alpha_1 = 5,51 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,00/\cos \alpha_2 = 4,21 \text{ m}$$

• Calcule de la surface inclinée  $S_t$  :

$$S_t = 2\left(\frac{L_1}{2} \times \frac{5,19}{2}\right) + 2\left(\frac{L_2}{2} \times \frac{5,19}{2}\right) = 25,22 \text{ m}^2$$



- Calcule de l'angle  $\alpha$  :

$$\text{tg } \alpha = 2,05/4,00 \rightarrow \alpha_2 = 27,13$$

- Calcule de L :

$$L = 2,34 / \cos \alpha_2 = 2,62 \text{ m}$$

#### a) Les charges permanentes :

- **Toiture :**

- Couverture en tuile mécanique (linteau compris).....	0,45 KN/m <sup>2</sup>
- Pannes+chevrons+fixation.....	0,1 KN/m <sup>2</sup>
- Mur de séparation ( $e_p=10\text{cm}$ ).....	0,90 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>T</sub> = 1,45 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Plancher terrasse sous toiture (corps creux) :**

- Plancher corps creux (20+4).....	3,3 KN/m <sup>2</sup>
- Enduit plâtre ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,2 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>T</sub> = 3,50 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Plancher étage courant :**

- Carrelage scellé ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
- Plancher corps creux ( $e_p=24 \text{ cm}$ ).....	3,3 KN/m <sup>2</sup>
- Enduit plâtre ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
- Cloisons intérieures + enduit .....	1,1 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>PC</sub> = 5,84 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Dalle pleine (cage d'escalier, balcon et séchoir):**

- Carrelage scellé ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,44 KN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine ( $e_p=15 \text{ cm}$ ).....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
- Enduit de ciment ( $e_p=2 \text{ cm}$ ).....	0,36 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>PC</sub> = 5,35 KN/m<sup>2</sup></b>

- **Les murs :**

- **Murs extérieurs :**

- Enduit de ciment ( $e_p=2$  cm).....0,36 KN/m<sup>2</sup>
  - Brique creuse ( $e_p=10$  cm).....1,80 KN/m<sup>2</sup>
  - Enduit plâtre ( $e_p=2$  cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

**G<sub>ME</sub>=2,36 KN/m<sup>2</sup>**

- **Murs intérieurs :**

- Enduit de plâtre ( $e_p=2$  cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>
  - Brique creuse ( $e_p=10$  cm).....0,90 KN/m<sup>2</sup>
  - Enduit de plâtre ( $e_p=2$  cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

**G<sub>MI</sub>=1,30 KN/m<sup>2</sup>**

- ❖ **Poids des niveaux :**

- **Niveau toiture :**

- P toiture =  $(25,22 \times 0,55) + (21,25 \times 0,90) = 33,00$  KN
- P poutre =  $(0,35 \times 0,40 \times 5,51) \times 25 + (0,35 \times 0,40 \times 4,21) \times 25 + (0,35 \times 0,40 \times 2,62) \times 2 \times 25 = 52,36$  KN
- P poteau =  $(0,35 \times 0,35 \times 2,05) \times 25 = 6,28$  KN

**P total = 91,64 KN**

- **Niveau planché sous toiture :**

- P planché =  $18,57 \times 3,50 = 65$  KN
- P poutres principales =  $(0,30 \times 0,45) \times 4,61 \times 25 = 15,56$  KN
- P poutres secondaires =  $(0,30 \times 0,45) \times 4,61 \times 25 = 15,56$  KN
- P poteau =  $(0,4 \times 0,4 \times 3,06) \times 25 = 12,24$  KN

**P total = 108,36 KN**

- **Niveau étage courant :**

- P planché =  $18,57 \times 5,84 = 108,45$  KN
- P poutres principales =  $(0,30 \times 0,45) \times 4,61 \times 25 = 15,56$  KN
- P poutres secondaires =  $(0,30 \times 0,45) \times 4,61 \times 25 = 15,56$  KN
- P poteau =  $(0,4 \times 0,4 \times 3,06) \times 25 = 12,24$  KN

**P total = 151,81 KN**

**b) Les surcharges d'exploitations :**

- Plancher toiture .....Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant.....Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher Sous-sol.....Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>

**❖ Loi de dégression des surcharges :**

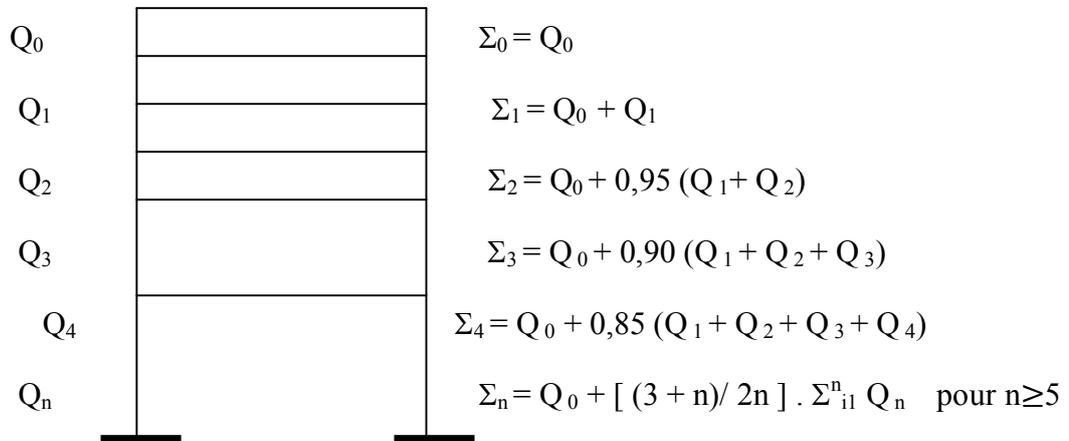
Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q<sub>0</sub>) étant la surcharge d'exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

(Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, Q<sub>3</sub>....., Q<sub>n</sub>) sont les surcharges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3,..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :



**Fig. II.2:** Loi de dégression des surcharges.

**❖ Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	Toiture	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	sous sol 1	Sous Sol 2
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65	0,64

**Surcharges Cumulées :**

- ❖ Toiture =  $Q_0$
- ❖ 08<sup>ème</sup> =  $Q_0 + Q_1$
- ❖ 07<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- ❖ 06<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ❖ 05<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ❖ 04<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ❖ 03<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ❖ 02<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- ❖ 01<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- ❖ RDC =  $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- ❖ Sous-sol 1 =  $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
- ❖ Sous-sol 2 =  $Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

**❖ Application numérique :**

$$\text{Toiture} = 21,25 \times 1 = 21,25 \text{ KN.}$$

$$08^{\text{ème}} = 21,25 + (21,25 \times 1,5) = 51,62 \text{ KN.}$$

$$07^{\text{ème}} = 21,25 + 0,95 (2 \times 31,87) = 81,81 \text{ KN.}$$

$$06^{\text{ème}} = 21,25 + 0,90 (3 \times 31,87) = 107,31 \text{ KN.}$$

$$05^{\text{ème}} = 21,25 + 0,85 (4 \times 31,87) = 129,62 \text{ KN.}$$

$$04^{\text{ème}} = 21,25 + 0,80 (5 \times 31,87) = 148,73 \text{ KN.}$$

$$03^{\text{ème}} = 21,25 + 0,75 (6 \times 31,87) = 164,68 \text{ KN.}$$

$$02^{\text{ème}} = 21,25 + 0,714 (7 \times 31,87) = 180,56 \text{ KN.}$$

$$01^{\text{ème}} = 21,25 + 0,687 (8 \times 31,87) = 196,43 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC} = 21,25 + 0,666 (9 \times 31,87) = 212,31 \text{ KN.}$$

$$\text{Sous-sol 1} = 21,25 + 0,65 (10 \times 31,87) = 228,43 \text{ KN.}$$

$$\text{Sous-sol 2} = 21,25 + 0,64 (11 \times 31,87) = 245,61 \text{ KN.}$$

➤ ( $Q_0$ ) : surcharges d'exploitation de la toiture.

$$Q_0 = 1 \times 21,25 = 21,25 \text{ KN}$$

➤ De ( $Q_1$ ) à ( $Q_{11}$ ) : surcharges d'exploitation des planchers d'étage courant (habitations)

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = 1,5 \times 21,25 = 31,87 \text{ KN}$$

## ❖ Dimensionnement des poteaux :

Niv	CHARGES PERMANENTES (KN)					CHARGES D'EXPLOITATION		EFFORT NORMAL	SECTION (Cm <sup>2</sup> )	
	G Plancher	G Poutre	G Poteau	G Total	G Cumulé	Q Plancher	Q Cumulé	Gc + Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	ADOPTÉE
Toiture	33,00	52,36	6,28	91,64	91,64	21,25	21,25	112,89	75,26	35 x 35
08	65,00	31,12	12,24	108,36	200	31,87	53,12	253,12	168,74	35 x 35
07	108,45	31,12	12,24	151,81	351,81	31,87	84,99	436,8	291,2	35 x 35
06	108,45	31,12	12,24	151,81	503,6	31,87	116,86	620,46	413,64	40x 40
05	108,45	31,12	12,24	151,81	655,4	31,87	148,73	804,13	536,1	40x 40
04	108,45	31,12	12,24	151,81	807,2	31,87	180,6	987,8	658,53	40x 40
03	108,45	31,12	12,24	151,81	959,0	31,87	212,47	1171,47	780,98	45 x45
02	108,45	31,12	12,24	151,81	1110,8	31,87	244,34	1355,14	903,43	45 x 45
01	108,45	31,12	12,24	151,81	1414,5	31,87	276,21	1690,71	1127,1	45 x 45
RDC	108,45	31,12	12,24	151,81	1566,3	31,87	308,08	1874,38	1249,6	50x50
.S-Sol 1	108,45	31,12	12,24	151,81	1718,1	31,87	339,95	2058,05	1372,0	50x50
S-Sol 2	108,45	31,12	12,24	151,81	1869,9	31,87	371,82	2241,72	1494,5	50x50

Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau E9.

• **Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :**

- **Poteau de la toiture et( 7<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage ) :** poteau (35 × 35)

- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

- **Poteau d'étage courant ( 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage ) :** poteau (40 × 40)

- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

- **Poteaux d'étage courant ( 1<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage ) :** poteau (45 × 45)

- $\text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $\text{Min}(45, 45) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ ..... Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

**Conclusion :**

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

**Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ .....(1)}$$

Avec :

$\lambda$  : Élançement du poteau ;

$L_f$ : Longueur de flambement ; ( $L_f = 0,7 \cdot L_0$ ) ..... (2)

$i$  : Rayon de giration ( $i = [I / A]^{1/2}$ ) .....(3)

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3 / 12$ ) .....(4)

$A$ : Section transversale du Poteau ( $B = a \cdot b$ ) .....(5)

$L_0$ : hauteur libre du poteau

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :  $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

▪ **Poteau de section (50 x 50) :**

➤ pour  $L_0 = 3,74 - 0,45 = 3,29$  m

$b = 0,50$  m

$$\lambda = (2,42 \times 3,29) / 0,50 = 15,92 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

➤ pour  $L_0 = 4,59 - 0,45 = 4,14$  m

$b = 0,50$  m

$$\lambda = (2,42 \times 4,14) / 0,50 = 20,04 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

➤ pour  $L_0 = 4,08 - 0,45 = 3,63$  m

$b = 0,50$  m

$$\lambda = (2,42 \times 3,63) / 0,50 = 17,57 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

▪ **Poteau de section (45 x 45):**

$L_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61$  m

$b = 0,45$  m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,45 = 14,03 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

▪ **Poteau de section (40 x 40):**

$L_0 = 2,61$  m

$b = 0,40$  m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,40 = 15,8 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

▪ **Poteau de section (35 x 35):**

$L_0 = 2,61$  m

$b = 0,35$  m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,35 = 18,04 < 50 \quad \text{Vérfiée}$$

**Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**Récapitulatif :****- Poutres :**

- Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**- Poteaux :**

- Poteau S- sol au RDC :  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 1<sup>ère</sup> au 3<sup>ème</sup> étage :  $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage :  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poteau de la toiture et ( 7<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage ) :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**- Voiles S-sol 2 :** épaisseur de 25 cm.

**- Voiles S-sol 1 :** épaisseur de 25 cm.

**- RDC :** épaisseur de 20 cm.

**- étage :** épaisseur de 20 cm

**- Plancher en corps creux :** plancher de 24 cm d'épaisseur (corps creux de 20cm et dalle de compression de 4 cm).

**- Plancher en dalle pleine :** plancher de 15 cm d'épaisseur.

*Chapitre*

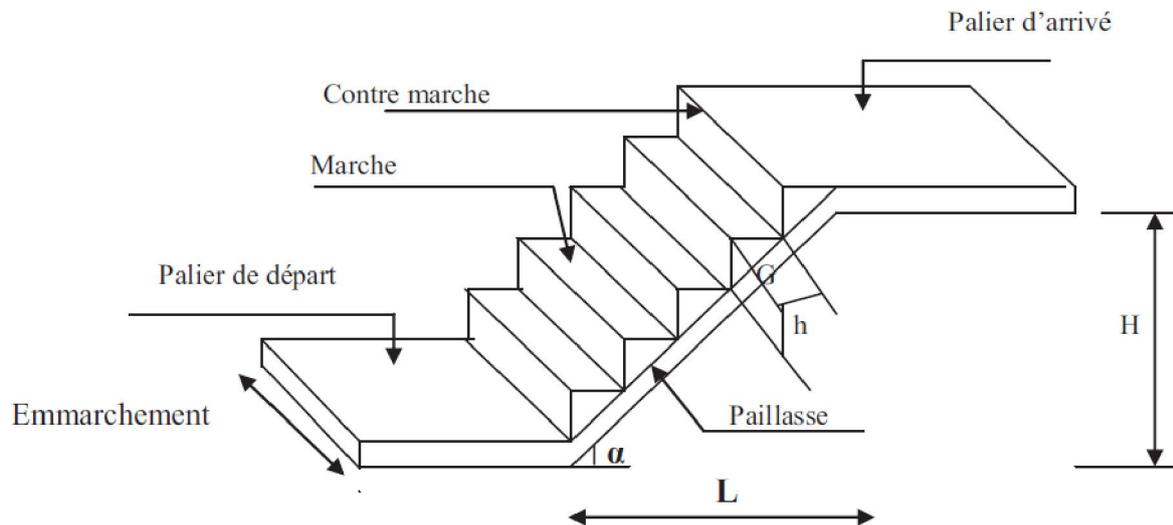
***III***

***Calcul des éléments***

**00III.1 Calcul de l'escalier :**

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier intermédiaire.



**Fig. III.1 :** Terminologie de l'escalier.

$g$  : largeur de la marche (giron).

$h$  : hauteur de la contre marche.

$e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.

$H$  : hauteur de la volée.

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

$l$  : portée de la paillasse.

$l_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$l_2$  : largeur du palier.

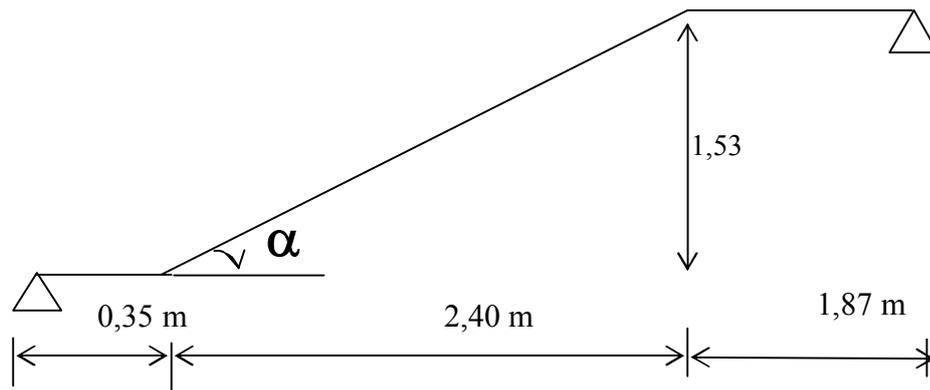
Dans notre ouvrage, on aura à étudier un type d'escalier :

**III.1.1 Dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur ( $e$ ) doit vérifier :

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

$L_0$  : longueur développée des paliers et de la paillasse.



$$L_0 = L' + 35 + 1\,87 \text{ [cm]}$$

$L'$  : Longueur en plan de la volée.

$$\cos\alpha = l_1 / L' \Rightarrow L' = (l_1 / \cos\alpha) = 240 / 0,84 = 285,71 \text{ cm}$$

$$L_0 = 285,71 + 35 + 187 = 507,71 \text{ m}$$

$$\frac{507,71}{30} \leq e \leq \frac{507,71}{20} \Rightarrow 16,92 \text{ cm} \leq e \leq 25,38 \text{ cm}$$

**Remarque :**

On adopte la même épaisseur ( $e$ ) pour les paillasses et les paliers.

➤ **Épaisseur adoptée:**  $e = 20 \text{ cm}$

$n$  : nombre de contre marche.

$m = n - 1$  : nombre de marche pour une volée

$H = 1,53 \text{ m}$  Soit une volée de 1,53 m de hauteur.

▪ **Formule de BLONDEL :**  $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$ .

• **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

- **Le nombre de contre marches  $n$  :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{Soit : } n = 9 \text{ contres marche.}$$

$$\Rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8$$

- **Le giron  $g$  :**

$$g = \frac{240}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

• **vérification de la loi de BLANDEL :**

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

$$30 + 2 \cdot (17) = 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**Alors :**

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

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

### III.1.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches sont faibles par rapport à la portée de la paillasse, on admet que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple, le calcul s'effectuera pour une bande d'un mètre d'emmarchement ainsi qu'un mètre de projection horizontale de la volée.

#### a) Détermination des charges et des surcharges :

- *Charges agissant sur le palier :*

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	42	2	0,84
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
				<b>G = 6,40 KN/m<sup>2</sup></b>

- *Charges agissant sur la paillasse :*

	Eléments du plancher	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	e [cm]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Poids des marches	25	0,085	2,13
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	42	2	0,84
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				<b>G = 9,48 KN/m<sup>2</sup></b>

- *Surcharges agissant sur l'escalier : Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup> (document technique réglementaire B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation)*

**b) Combinaisons de charges :**

*A l'état limite ultime (ELU) :*  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

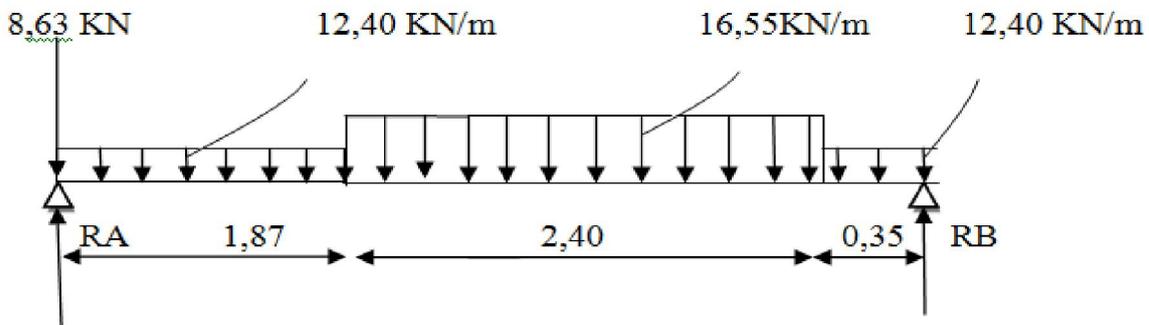
- Palier :  $q_{u1} = (1,35 \times 6,40 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,40 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $q_{u2} = (1,35 \times 9,48 + 1,5 \times 2,5) = 16,55 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée :  $q_u^{mur} = 1,35 \times 2,36 \times (3,06 - 0,35) = 8,63 \text{ KN}$

*A l'état limite de service (ELS) :*  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

- Palier :  $q_{s1} = (6,40 + 2,5) \times 1 = 8,90 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $q_{s2} = (9,48 + 2,5) \times 1 = 12 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée :  $q_s^{mur} = 1 \times 2,36 \times (3,06 - 0,35) = 6,39 \text{ KN}$

**III.1.2.1 Calcul à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.



**Fig. III.3.2:** Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

**a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 1,87 q_{u1} + 2,40 q_{u2} + 0,35 q_{u1} + q_u^{mur} + 8,63 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 12,40 \times (1,87 + 0,35) + 16,55 \times 2,40 + 8,63 = 75,88 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 4,62R_A = 1,87 q_{u1} \times [(1,87/2) + 2,40 + 0,35] + 2,40 q_{u2} [(2,40/2) + 0,35] + (0,35)^2 q_{u1} / 2 + 8,63 \times 4,62$$

$$\Rightarrow R_A = (85,44 + 61,56 + 0,76 + 39,87) / 4,62$$

$$R_A = 130,28 / 4,20 = 40,61 \text{ KN}$$

$$R_B = 78,87 - 32,37 = 35,27 \text{ KN}$$

**b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

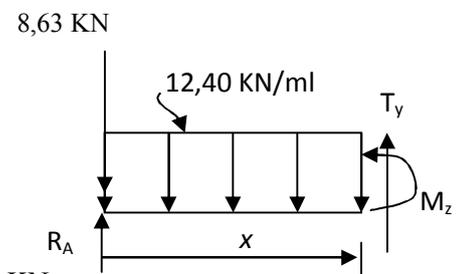
**Cas 1 :**  $0 \leq x \leq 1,87 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = (q_{u1} \times x) - R_A + 8,63$$

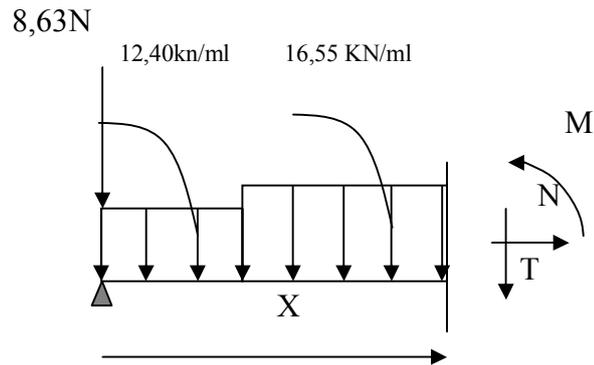
- $x = 0 \rightarrow T(x=0) = - 31,98 \text{ KN}$
- $x = 1,87 \rightarrow T(x=1,87) = (12,4 \times 1,87) - 40,61 + 8,63 = - 8,8 \text{ KN}$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = - q_{u1} \times (x^2/2) + (R_A - 8,63) \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 1,87 \rightarrow M_z(x=1,87) = - 12,40 \times (1,87)^2 / 2 + (40,61 - 8,63) \times 1,87 = 38,12 \text{ KN}$



**Cas 2 :**  $1,87 \text{ m} \leq x \leq 4,27 \text{ m}$



$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = q_{u2} \times (x - 1,87) + (q_{u1} \times 1,87) - R_A + 8,63$$

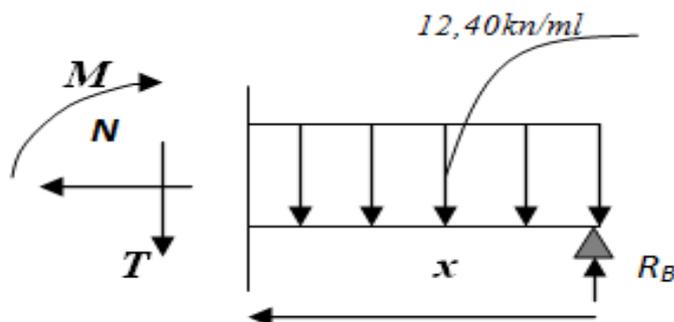
- $x = 1,87 \rightarrow T(x=1,87) = (12,4 \times 1,87) - 40,61 + 8,63 = -8,8 \text{ KN}$
- $x = 4,27 \rightarrow T(x=4,27) = 16,55 \times (4,27 - 1,87) + (12,4 \times 1,87) - 40,61 + 8,63 = 30,93 \text{ KN}$

- $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,40 \text{ m} \qquad 1,87 \text{ m} \leq x = 2,40 \text{ m} \leq 4,27 \text{ m}$

$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = (R_A - 8,63) \times x - 1,87 q_{u1} \times [x - (1,87/2)] - q_{u2} \times [(x - 1,87)^2/2]$$

- $x = 1,87 \rightarrow M_z(x=1,87) = 38,12 \text{ KN.m}$
- $x = 4,27 \rightarrow M_z(x=4,27) = 11,57 \text{ KN.m}$
- $x = 2,40 \rightarrow M_z(x=2,40) = 40,55 \text{ KN.m}$

**Cas 3 :**  $0 \leq \bar{x} \leq 0,35 \text{ m}$



$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(\bar{x}) = -(q_{u1} \times \bar{x}) + R_B$$

- $\bar{x} = 0 \rightarrow T(\bar{x} = 0) = 35,27 \text{ KN}$
- $\bar{x} = 0,35 \rightarrow T(\bar{x} = 0,35) = 30,93 \text{ KN}$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{ul} \times (\bar{x}^2 / 2) + R_B \times \bar{x}$$

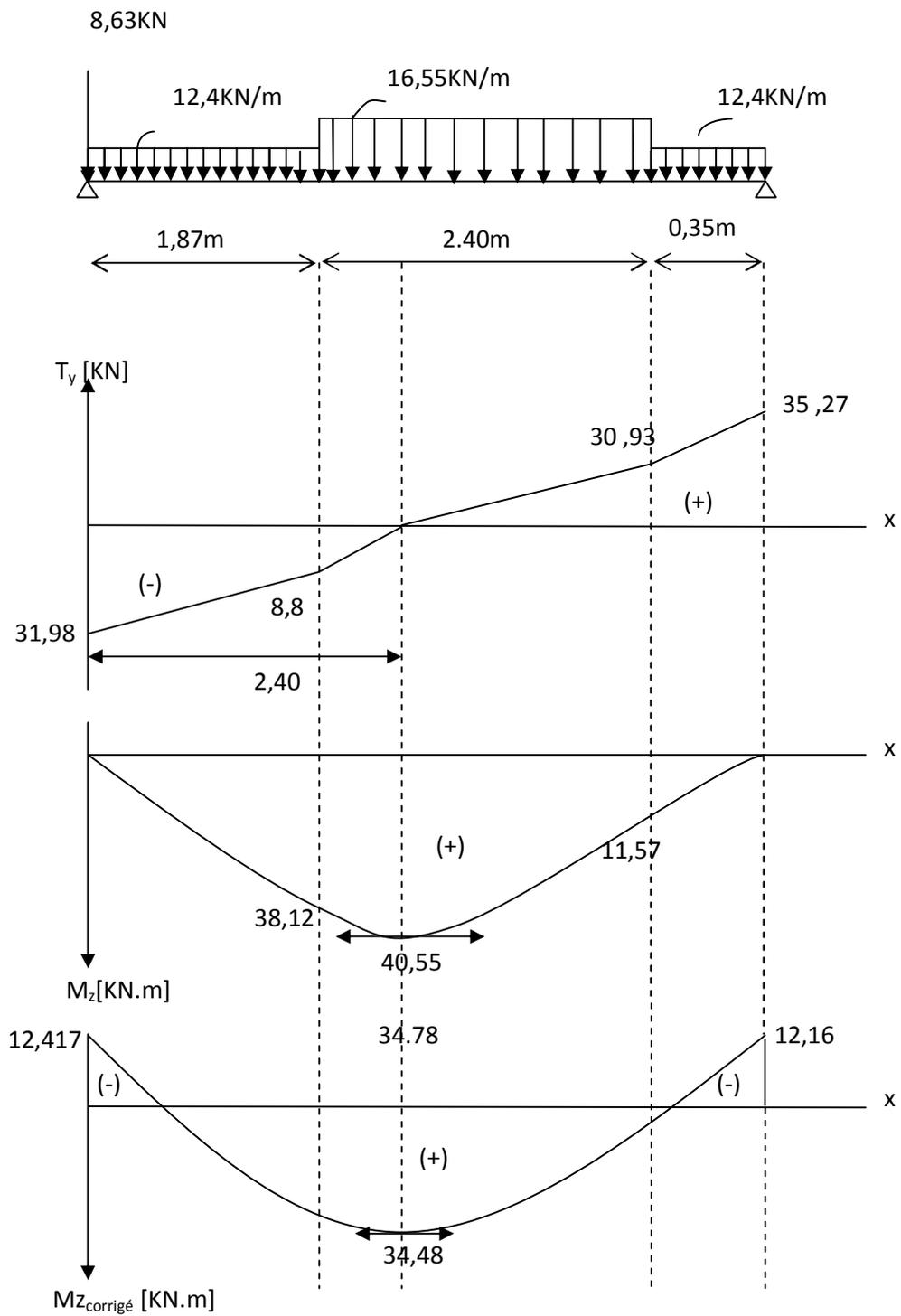
- $\bar{x} = 0 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0) = 0$
- $\bar{x} = 0,35 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0,35) = 11,57 \text{ KN.m}$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment  $M_u^{\max}$  au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

**Appui A :**  $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 40,55 = -12,16 \text{ KN.m}$

**Appui B :**  $M_{ub} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 40,55 = -12,16 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 \times 40,55 = 34,48 \text{ KN.m}$



**Fig. III.3.3 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

## c) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande d'un mètre de largeur.

## • Aux appuis :

## - Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{12,16 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu_a = 0,026 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

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

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{12,16 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_a = 6\text{HA}12$  tel que  $A_a = 6,78 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).

## - Armatures de répartition :

$$A_{ra} = A_a / 4 = 6,78 / 4 = 1,695 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_{ra} = 4\text{HA}8$  tel que  $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).

• En travée :

## - Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{34,48 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,075$$

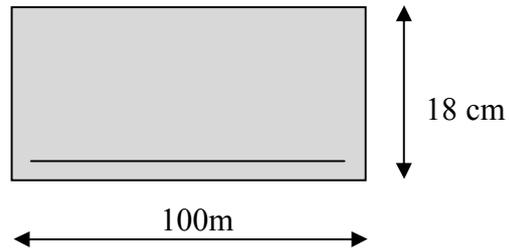
$\mu_t = 0,075 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,075 \Rightarrow \beta = 0,960 \text{ (du tableau).}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{34,48 \times 10^3}{0,960 \times 18 \times 348} = 5,73 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_t = 6\text{HA}12$  tel que  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).



**- Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = A_t / 4 = 6,78 / 4 = 1,695 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_{rt} = 4\text{HA}8$  tel que  $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).

**d) Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < (A_a ; A_t) = (6,78 ; 6,78) \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée aux appuis et en travée.

- **Espacement des barres :**

- *Armatures principales :*  $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- *Armatures de répartition :*  $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{35270}{1000 \times 180} = 0,19 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,1 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{35270}{0,9 \times 18 \times 15,1} = 1,44 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,44 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

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

- **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- Longueur de scellement droit : (aux appuis et en travée)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$ .

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur de la poutre ( $b = 25 \text{ cm}$ ) dans laquelle l'armature sera ancrée.

- Longueur d'ancrage : (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

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

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 100}{1,5} = 108 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 35,27 \text{ KN} < \bar{T}_u = 108 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

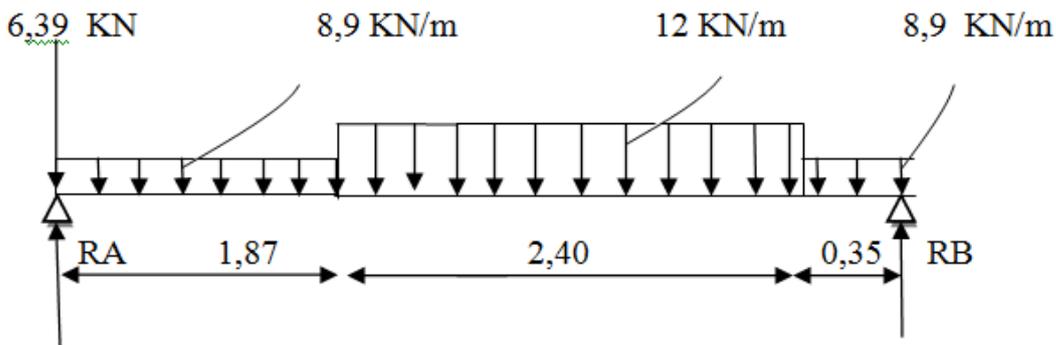
- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_u \leq 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_s = (35,27 \times 10) / 348 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,01 \text{ cm}^2 \leq 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.1.2.2 Calcul à l'ELS :



**Fig. III.3.4 :** Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

**a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow 2,40 q_s^v + 1,87 q_s^p + 0,35 q_s^p + q_s^{mur} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (2,40 \times 12) + (1,87 \times 8,90) + (0,35 \times 8,90) + 6,39 = 54,95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow 4,62 R_A = 1,87 q_{s1} \times [(1,87/2) + 2,40 + 0,35] + 2,40 q_{s2} [(2,40/2) + 0,35] + (0,35)^2 q_{s1} / 2 + 6,39 \times 4,62$$

$$\Rightarrow R_A = (61,33 + 44,64 + 30,61) / 4,62$$

$$R_A = 136,58 / 4,62 = 29,56 \text{ KN}$$

$$R_B = 54,95 - 29,56 = 25,39 \text{ KN}$$

**b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**Tronçon 1 :**  $0 \leq x \leq 1,87 \text{ m}$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = (q_{u1} \times x) - R_A + 6,39$$

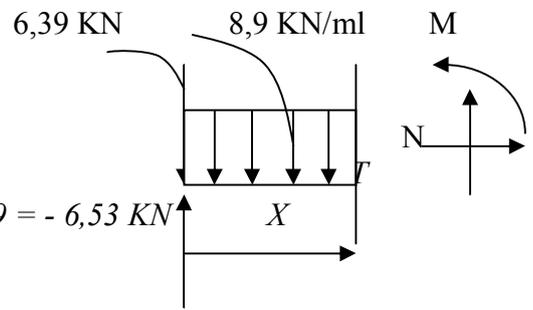
- $x = 0 \rightarrow T(x=0) = -23,17 \text{ KN}$

- $x = 1,87 \rightarrow T(x=1,87) = (8,9 \times 1,87) - 29,56 + 6,39 = -6,53 \text{ KN}$

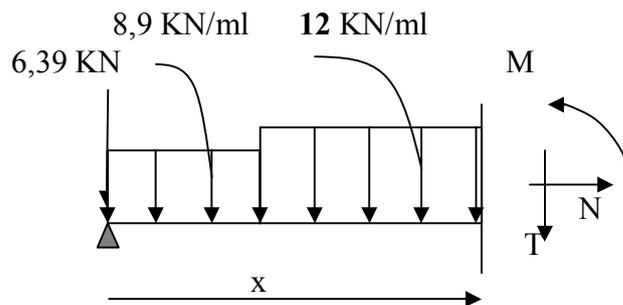
$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = -q_{u1} \times (x^2/2) + (R_A - 6,39) \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$

- $x = 1,87 \rightarrow M_z(x=1,87) = -8,9 \times (1,87)^2 / 2 + (29,56 - 6,39) \times 1,87 = 27,76 \text{ KN.m}$



**Tronçon 2 :**  $1,87 \leq x \leq 4,27 \text{ m}$



$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = q_{u2} \times (x - 1,87) + (q_{u1} \times 1,87) - R_A + 6,39$$

- $x = 1,87 \rightarrow T(x=1,87) = (8,9 \times 1,87) - 29,56 + 6,39 = -6,53 \text{ KN}$

- $x = 4,27 \rightarrow T(x=4,27) = 12 \times (4,27 - 1,87) + (8,9 \times 1,87) - 29,56 + 6,39 = 22,27 \text{ KN}$

- $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,41 \text{ m}$   $1,87 \text{ m} \leq x = 2,41 \text{ m} \leq 4,27$

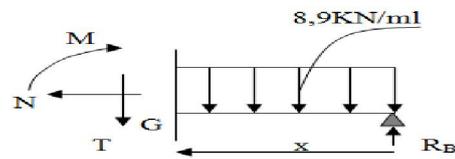
$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = (R_A - 6,39) \times x - 1,87 q_{u1} \times [x - (1,87/2)] - q_{u2} \times [(x - 1,87)^2/2]$$

- $x = 1,87 \rightarrow M_z(x=1,87) = 27,76 \text{ KN.m}$

- $x = 4,27 \rightarrow M_z(x=4,27) = 8,87 \text{ KN.m}$

- $x = 2,41 \rightarrow M_z(x=2,41) = 29,54 \text{ KN.m}$

**Tronçon 3 :**  $0 \leq \bar{x} \leq 0,35 \text{ m}$



$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(\bar{x}) = - (q_{ul} \times \bar{x}) + R_B$$

- $\bar{x} = 0 \rightarrow T(\bar{x} = 0) = 25,39 \text{ KN}$
- $\bar{x} = 0,35 \rightarrow T(\bar{x} = 0,35) = 22,27 \text{ KN}$

$$\Sigma M_{/G} = 0 \Rightarrow M_z = - q_{ul} \times (\bar{x}^2 / 2) + R_B \times \bar{x}$$

- $\bar{x} = 0 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0) = 0$

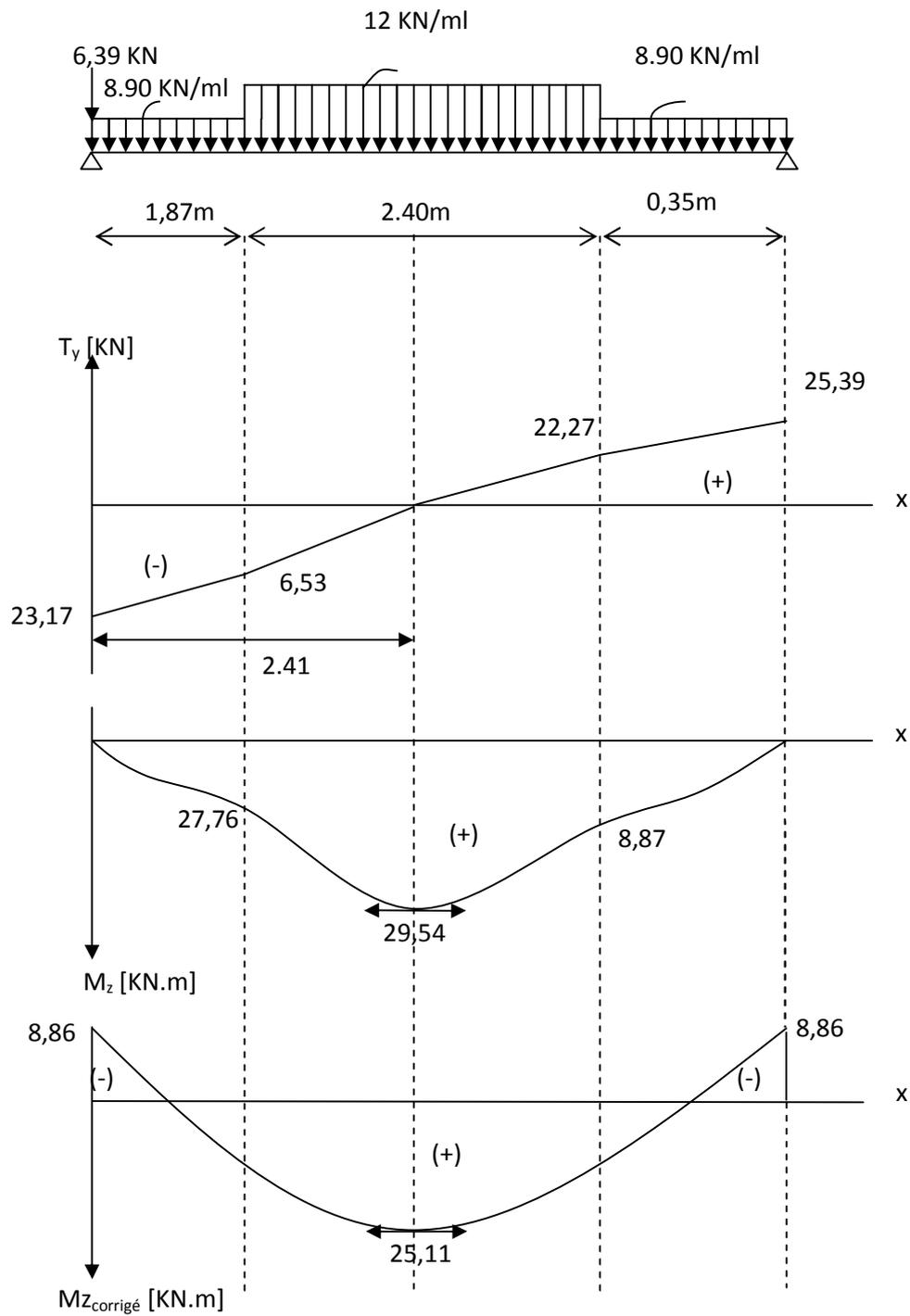
$$\bar{x} = 0,35 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0,35) = 8,34 \text{ KN}.$$

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment  $M_s^{\max}$  au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

**Appui A :**  $M_{sa} = - 0,3 M_s^{\max} = - 0,3 \times 29,54 = - 8,86 \text{ KN.m}$

**Appui B :**  $M_{sb} = - 0,3 M_s^{\max} = - 0,3 \times 29,54 = - 8,86 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{st} = 0,85 M_s^{\max} = 0,85 \times 29,54 = 25,11 \text{ KN.m}$



**Fig. III.3.5 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

**c) Vérifications à l'ELS :**

- *Etat limite d'ouverture des fissurations : [BAEL 91 article A.5.3-4]*

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- *Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :*

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- *En travée :  $M_{st} = 25,11 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$*

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905; \alpha_1 = 0,284$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_t \beta_1 d} = \frac{25,11 \times 10^3}{6,78 \times 0,905 \times 18} = 227,35 \text{ Mpa}$$

- *La contrainte dans l'acier :*

$$\sigma_s = 227,35 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- *La contrainte dans le béton :*

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 5,91 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- *Aux appuis :  $M_{sa} = 8,86 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 6,87 \text{ cm}^2$*

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905; \alpha_1 = 0,284$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{A_a \beta_1 d} = \frac{8,86 \times 10^3}{6,78 \times 0,920 \times 18} = 78,91 \text{ Mpa}$$

- *La contrainte dans l'acier :*

$$\sigma_s = 78,91 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- *La contrainte dans le béton :*

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,05 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L_1} = \frac{20}{462} = 0,043$
- $\frac{1}{16} = 0,0625$
2.  $\frac{h}{\ell} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

⇒ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{462}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

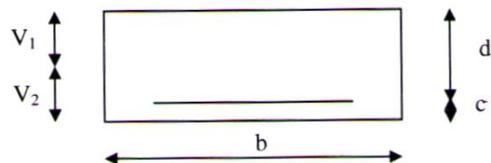
Avec :

$f$  : Flèche due aux charges instantanées.

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$ ).

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

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 12 \text{ KN/ml.}$$



*Position de l'axe neutre :*

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 6,78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,78}$$

$S /_{xx}$  : Moment statique.

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée.

$$V_1 = 10,38 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 9,61 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,61^3) + 15 \times 6,78 \times (9,61 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 72752,68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12 \times (3,48)^4 \times 10^8}{10818,9 \times 72752,68 \times 10^3} = 0,0029 \text{ m} = 0,29 \text{ cm}$$

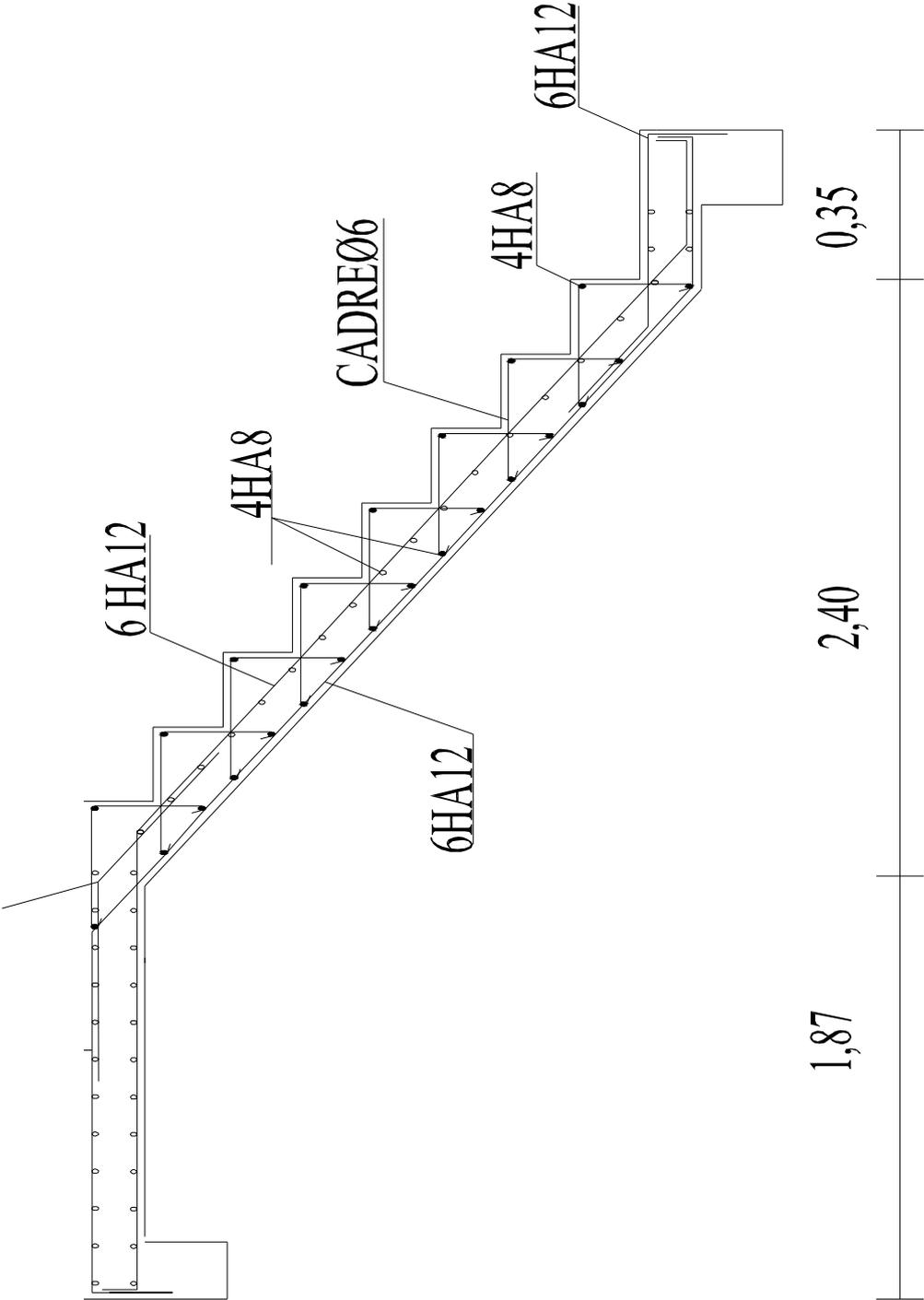
$f = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \Rightarrow$  La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Récapitulatif :**

- *Armatures en travées :  $A_t = 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).*
- *Armatures aux appuis :  $A_a = 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).*



**FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.**

### III.2 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encastree à ses deux extrémités dans les poteaux C4 et C5.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.



Fig. III.2.1 : Schéma de la poutre palière.

#### III.2.1 pré-dimensionnement :

- **Hauteur :** (RPA 99 modifié 2003)

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$L$  : longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis ( $L = 4,30$  m).

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 30$  cm

- **Largeur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 20$  cm

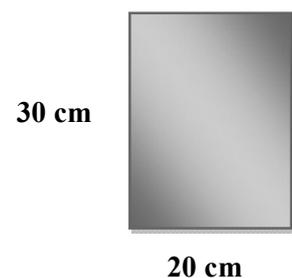
- **Vérifications selon l'article (A.7.5) du RPA 99 version 2003 :**

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La poutre palière aura pour dimensions :  $(b \times h_t) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$ .



**III.2.2 Détermination des charges et des surcharges :**

- Poids propre de la poutre palière :  $0,20 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier:

- Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) :  $T_u = 35,27 \text{ KN}$
- Effort tranchant à l'état limite de service (ELS) :  $T_s = 25,39 \text{ KN}$

**III.2.3 Combinaisons à considérer :**

- A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1,35 \times (1,5) + 2 \times (35,27 / 4,3) = 18,43 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 1,5 + 2 \times (25,39 / 4,3) = 13,31 \text{ KN/ml}$$

**III.2.4 Calcul à l'ELU :****a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

- **Moment isostatique :**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 18,43 \times \frac{(4,3)^2}{8}$$

$$M_u = 42,6 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{18,43 \times 4,3}{2} = 39,62 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastremets :

- Moment aux appuis :  $M_{ua} = - 0,30 M_u = - 12,8 \text{ KN.m}$

- Moment en travée :  $M_{ut} = 0,85 M_u = 36,21 \text{ KN.m}$

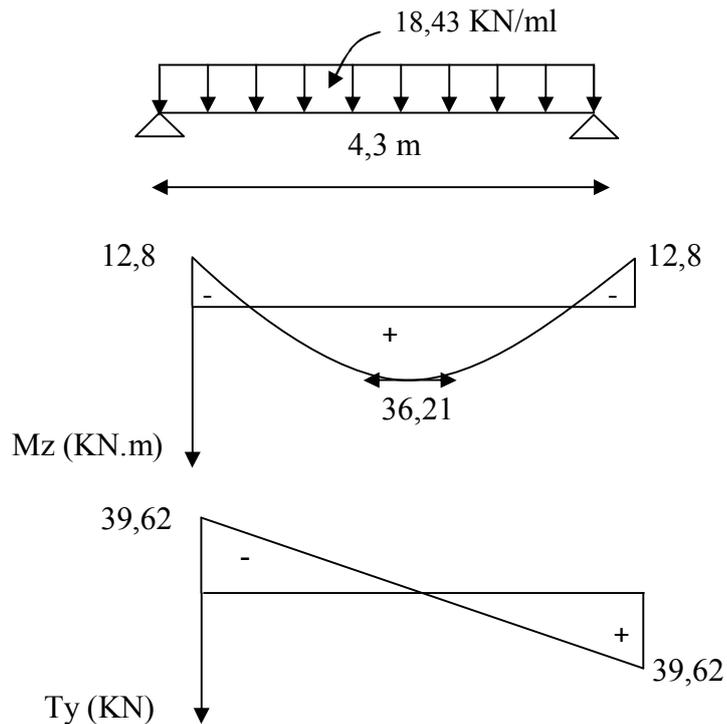


Fig. III.2.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

### b) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

- **En travée :**  $h_t = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{36,21 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,162$$

$\mu_t = 0,162 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,162 \Rightarrow \beta = 0,911$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ut} = \frac{36,21 \times 10^3}{0,911 \times 28 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_{ut} = 3\text{HA}14$  tel que  $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$ .

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{12,8 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,057$$

$\mu_a = 0,057 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ua} = \frac{12,8 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :  $A_{ua} = 3\text{HA}12$  tel que  $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Article (A.7.5-2-1) du RPA99 :**

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > (0,5 \text{ b h} / 100) = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2 < \min (A_{ua} ; A_{ut}) = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39620}{200 \times 280} = 0,70 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91).

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

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,62 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 1130} = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,14 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91).

- **Influence sur les aciers :**

$$\tau_u = 0,70 \text{ Mpa} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,06 f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ Mpa} \right\} = 1 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A_{ua} \geq \frac{1,15}{f_c} \left( T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 39,62 \times 10^3 + \frac{12,8 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant «  $T_u$  » n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Influence sur le béton :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 200}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 39,62 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres:** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91).

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

- **En travée :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau ( $b = 40 \text{ cm}$ ) dans lequel l'armature sera ancrée.

- **Longueur d'ancrage :**

- **En travée :**

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

- **Aux appuis :**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 10 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\Phi ; 25 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

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

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

(Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

## III.2.5 Calcul à l'ELS :

## a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

## - Moment isostatique :

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 13,31 \times \frac{(4,3)^2}{8}$$

$$M_s = 30,76 \text{ KN.m}$$

## - Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{13,31 \times 4,3}{2} = 28,62 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

Aux appuis :  $M_{sa} = - 0,30 M_s = - 9,23 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{st} = 0,85 M_s = 26,14 \text{ KN.m}$

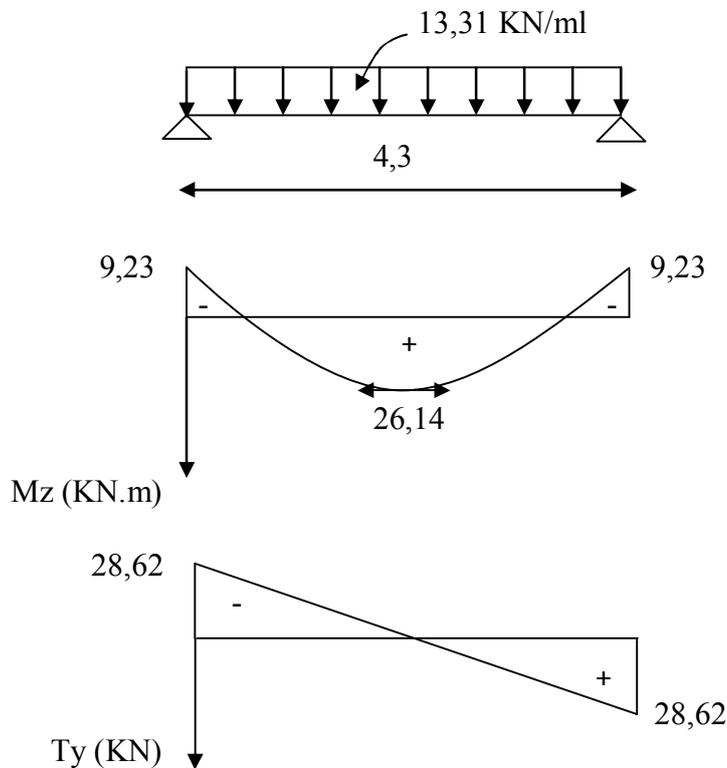


Fig. III.2.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

**b) Vérifications à l'ELS:**

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** (article A.5.3-4 du BAEL 91).

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

- **En travée :**  $M_{st} = 26,14 \text{ KN.m}$  ;  $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ut}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\rho_1 = 0,7 \Rightarrow \beta_1 = 0,870 \Rightarrow k_1 = 23,46$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0426$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{ut}\beta_1 d} = \frac{26,14 \times 10^3}{4,62 \times 0,870 \times 28} = 232,26 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 9,89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $M_{sa} = 9,23 \text{ KN.m}$  ;  $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ua}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow k_1 = 28,48$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0351$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_{ua}\beta_1 d} = \frac{9,23 \times 10^3}{3,39 \times 0,885 \times 28} = 101,87 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 3,57 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{430} = 0,081 > 0,0697 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,081 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_s} = 0,1 \times \frac{26,14}{13,31} = 0,196 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{ut}}{b.d} = \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

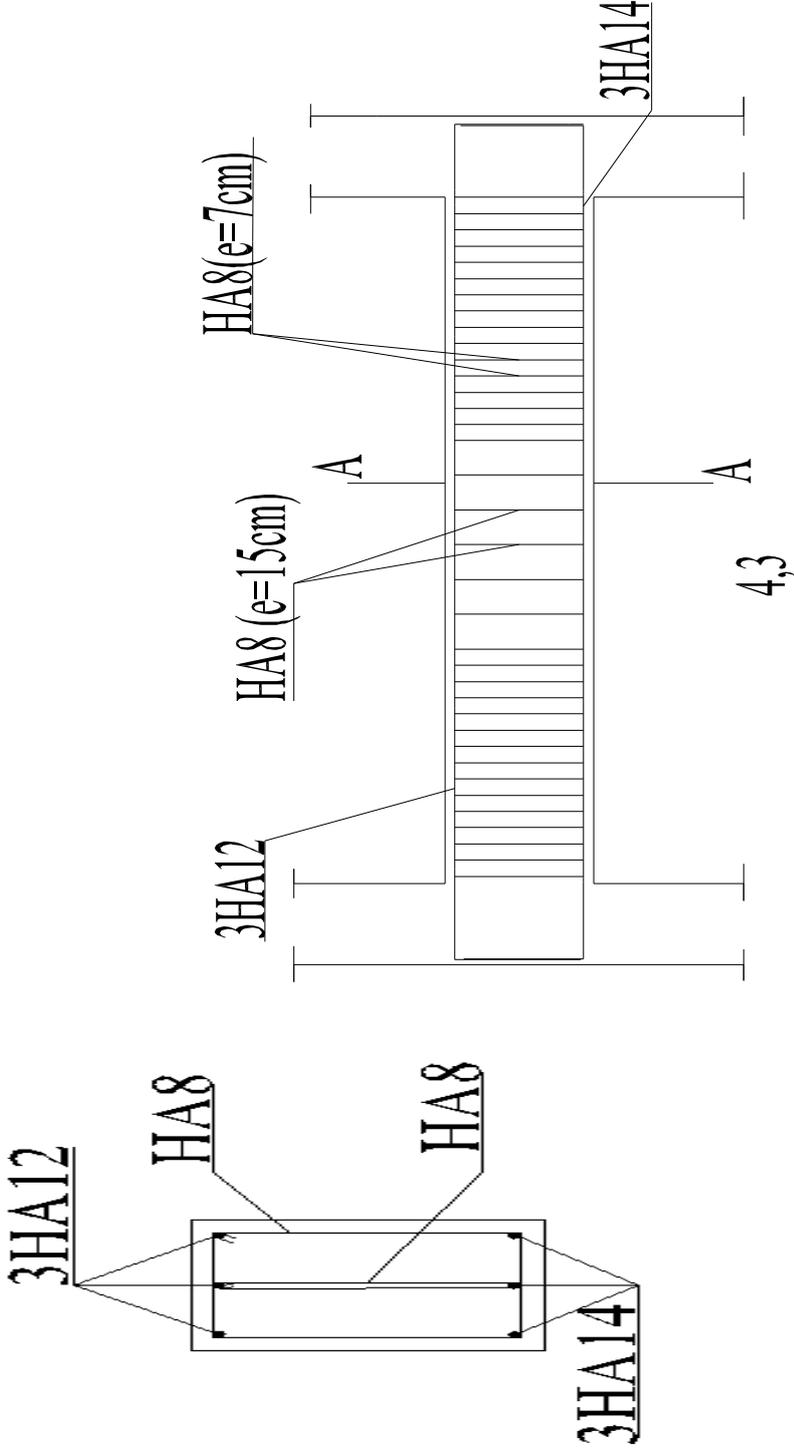
le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales**

- **3HA14** filantes pour le lit inférieur.
- **3HA 12** filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales :**

- 1cadre et 1 étrier en **HA8**.



COUPE A-A

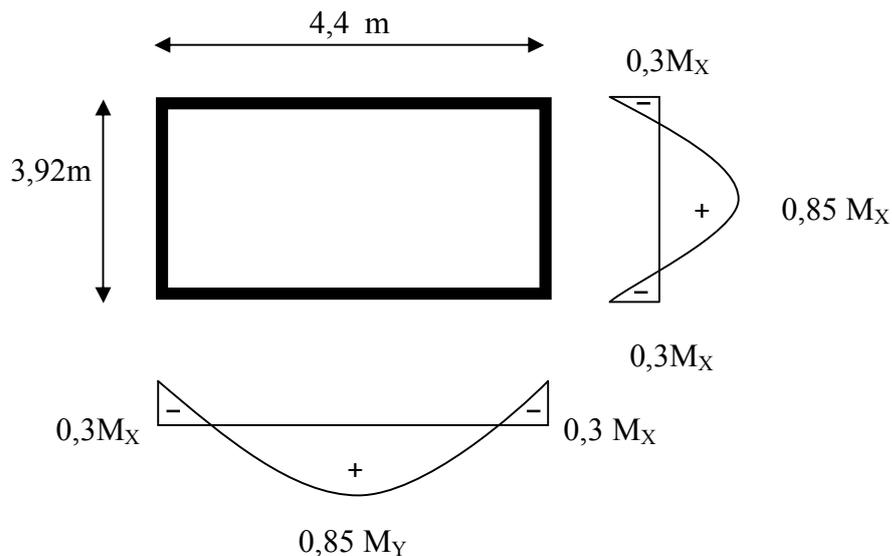
**FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.**

**III.3 Calcul des planchers :**

**III.3 .1 Plancher en dalle pleine :**

La partie centrale du plancher, intermédiaire de la cage d’escalier, reposant sur ses quatre appuis, est constituée d’un seul type de dalle pleine d’une épaisseur de 15 cm, soumise à son poids propre et la surcharge d’exploitation.

Le calcul se fera à l’aide des abaques de PIGEAUD permettant d’évaluer les moments dans les deux sens, fournissant des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, et ce, suivant la petite portée ( $L_x = 3,92$  m) et la grande portée ( $L_y = 4,4$  m).



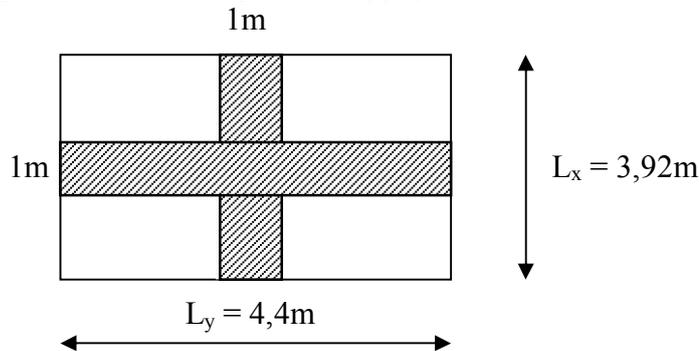
**Fig. III.3.1:** Distribution des moments sur le panneau.

**III.3 .1.1 Calcul à l’ELU :**

**a) Calcul des efforts :**

Soient  $l_x$  et  $l_y$  les distances mesurées entre nus d’appuis et ‘q’ la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.



On définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :  $l_x < l_y$

$$\rho = \frac{3,92}{4,4} = 0,89 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  ( $\nu = 0$  à l'ELU ;  $\nu = 0,2$  à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

#### b) Combinaisons de charges :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \mu_x = 0,0468 ; \quad \mu_y = 0,759$$

$$M_x^u = 0,0468 \times 9,47 \times (3,92)^2 = 6,81 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = 0,759 \times (6,81) = 5,17 \text{ KN.m}$$

Vérification :  $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 5,17 / 6,81 = 0,76 > 0,25 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée : 
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 6,81 = 5,79 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 5,17 = 4,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis : 
$$\begin{aligned} M_{xa} &= -0,3 M_x^u = -0,3 \times 6,81 = -2,04 \text{ KN.m} \\ M_{ya} &= -0,3 M_y^u = -0,3 \times 6,81 = -2,04 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de  $l_x$  :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 9,47 \times 3,92 \times 4,4 / (3 \times 4,4) = 12,37 \text{ KN}$$

- Au milieu de  $l_y$  :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 9,47 \times 3,92 \times 4,4 / (2 \times 4,4 + 3,92) = 12,84 \text{ KN}$$

## c) Ferrailage :

## ▪ En travée :

- Sens de la petite portée : ( $l_x$ )

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{5,79 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{5,79 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.- Sens de la grande portée : ( $l_y$ )

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 13 - 0,8 = 12,2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b d_y f_{bu}} = \frac{4,4 \times 10^3}{(100) \times (12,2)^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,4 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

## ▪ Aux appuis :

- Sens de la petite portée : ( $l_x$ )

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{2,04 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{2,04 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,453 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

## d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité** : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

$$\text{Armatures suivant le sens de } l_x : W_x = A_x / b.h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0 . b . h (3 - \rho) / 2.$$

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$b.h$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,89) / 2 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée.}$$

Armatures parallèles suivant le sens de  $l_y$  :

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \quad \Rightarrow \quad A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\text{max}} / b \times d = 12,84 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0,098 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,098 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,84 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$St_{(\text{max})} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{que : } \phi \leq \phi_{\text{max}} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} \leq \phi_{\text{max}} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

**e) Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 6,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \mu_x = 0,0539 ; \quad \mu_y = 0,832$$

$$M_x^s = 0,0539 \times 6,85 \times (3,92)^2 = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 0,832 \times (5,67) = 4,72 \text{ KN.m}$$

Vérification :  $M_y^s / M_x^s = 4,72/5,67 = 0,83 > 0,25 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée : 
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 5,67 = 4,82 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 4,72 = 4,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis : 
$$\begin{aligned} M_{xa} &= -0,3 M_x^s = -0,3 \times 5,67 = -1,7 \text{ KN.m} \\ M_{ya} &= -0,3 M_y^s = -0,3 \times 4,72 = -1,4 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de  $l_x$  :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (3 l_y) = 6,85 \times 3,92 \times 4,4 / (3 \times 4,4) = 8,95 \text{ KN}$$

- Au milieu de  $l_y$  :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (2 l_y + l_x) = 6,85 \times 3,92 \times 4,4 / (2 \times 4,4 + 3,92) = 9,29 \text{ KN}$$

**f) Vérifications à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ( $b = 100 \text{ cm}$  et  $h = 15 \text{ cm}$ ) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Suivant l'axe (x-x) : (sens L<sub>x</sub>)**

- En travée :

$$\gamma = \frac{5,79}{4,82} = 1,20$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{2,04}{1,7} = 1,2$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Suivant l'axe (y-y) : (sens L<sub>y</sub>)**

- En travée :

$$\gamma = \frac{4,4}{4,01} = 1,09$$

$$\mu = 0,02 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0152 < \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{2,04}{1,7} = 1,2$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation :** [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\square \quad h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$$

$$h / L_x = 15 / 392 = 0,038$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,85. M_x / 20 M_x = 0,0425$$

$$h / L_x = 0,038 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\square \quad A_x / b.d \leq 2 / f_e$$

$$A_x / b.d = 2,01 / 100 \times 13 = 0,0015$$

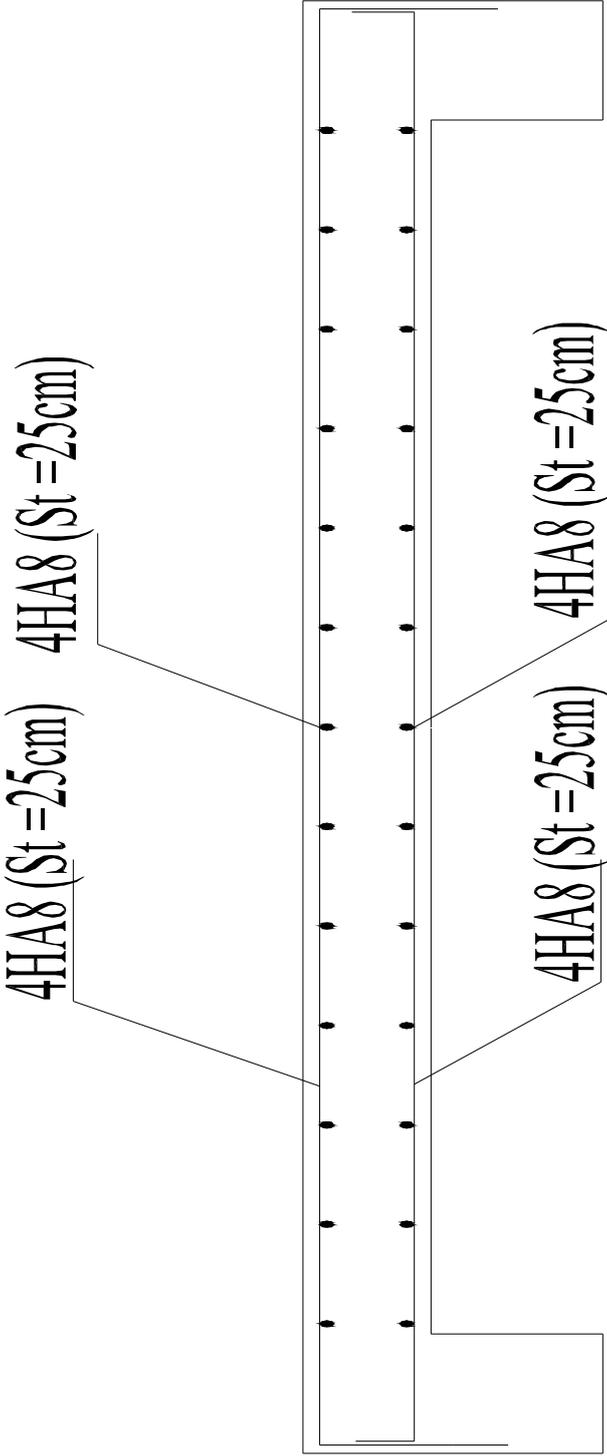
$$A_x / b.d = 0,0015 < 2 / f_e = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU est sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> /m)	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	
Sur appuis	X-X	2,04	0,008	0,996	0,453	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,04	0,008	0,996	0,453	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	5,79	0,024	0,988	1,29	2,01	4HA8	25
	Y-Y	4,4	0,02	0,990	0,98	2,01	4HA8	25



**FERRAILLAGE DU PLANCHER EN DALLE PLEINE.**

**III.3 .2 Plancher en corps creux :**

La structure comporte un plancher en corps creux (20+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur les quelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ( $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ ) dont la poutrelle est continue sur 6 travées.

**III.3.2.1 : Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ( $F_e = 520 \text{ Mpa}$ ) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3].

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace ( $b_1$ ) de la table de compression car elle définit la dimension ( $b$ ) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur ( $b_1$ ) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchiée est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$  ..... (1)
- $b_1 \leq L_1 / 10$ ..... (2)
- $b_1 \leq 2 / 3 \cdot X$  .....(3)

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$L_1$ : portée libre de la poutrelle ( $L_1 = 519 \text{ cm}$ ).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

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

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

d : hauteur utile ( $d = 22 \text{ cm}$ ).

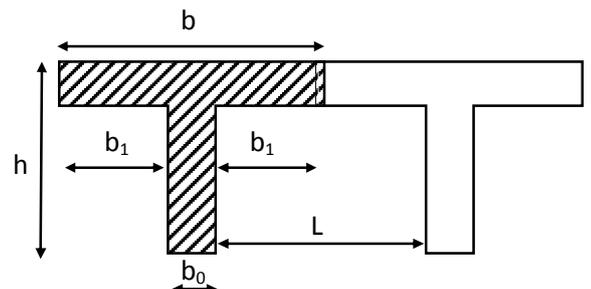
c : enrobage ( $c = 2 \text{ cm}$ ).

(1)  $\Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

(2)  $\Rightarrow b_1 \leq 519 / 10 = 51,9 \text{ cm}$

(3)  $\Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 \times (519 / 2) = 173 \text{ cm}$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$



D' où :  $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

### III.3.2.2 : Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section  $A = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **6Φ6 /ml**

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

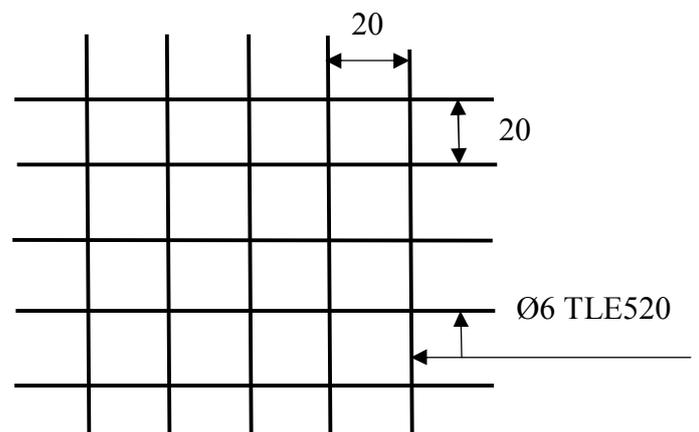
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,5 / 2 = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : **6Φ6 /ml = 1,7 cm<sup>2</sup>/ml**

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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



Treillis soudé de (20x20) cm

**Conclusion :** On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 200x200) mm<sup>2</sup>.

**III.3.2.3 : Calcul de la poutrelle :**

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

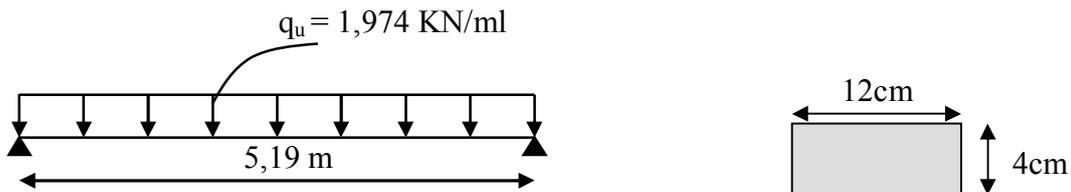
**Chargement :**

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

**– Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$



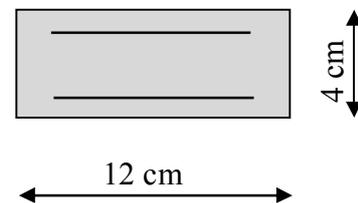
$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 1,974 \times (5,19)^2 / 8 = 6,64 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \times L / 2 = 1,974 \times (5,19) / 2 = 5,12 \text{ KN/ml}$$

**– calcul des armatures :**

Soit l'enrobage  $c=2\text{cm}$   
 Hauteur utile :  $d = h - c \longrightarrow d = 4 - 2 = 2\text{cm}$



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,64 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 9,74$$

$\mu_b = 9,74 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA)

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :**

La dalle de compression et la poutrelle travaillent comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

**a) Plancher étage courant :** (poutrelle continue à 2 travées)

a. poids du plancher :  $G = 5,84 \times 0,65 = 3,796 \text{ KN/ml}$

b. surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

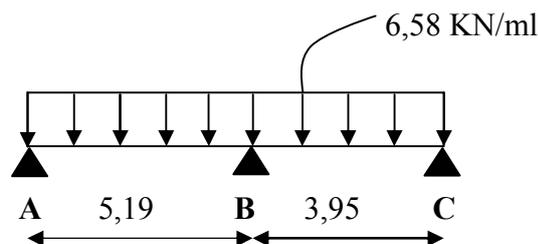
La combinaison de charge :

- A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = (1,35 \times 3,796) + (1,5 \times 0,97) = 6,58 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :  $q_s = G + Q$

$$q_s = (1 \times 3,796) + (1 \times 0,97) = 4,77 \text{ KN/ml}$$



**Fig. III.3.2 :** Schéma statique de la poutrelle.

**III.3.2.4 : Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

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

**– Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0,97 \text{ KN} < 2G = 7,59 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ La condition est vérifiée.

3) la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

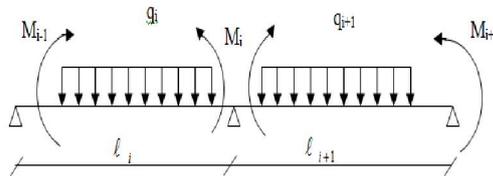
$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3,95 / 5,19 = 0,76 \\ L_i / L_{i+1} = 5,19 / 3,95 = 1,31 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

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

#### ❖ Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi  $n$  poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur  $L=0$ .

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



#### 2-1-1) Moments aux appuis :

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

#### 2-1-2) Moments en travée :

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

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

❖ Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

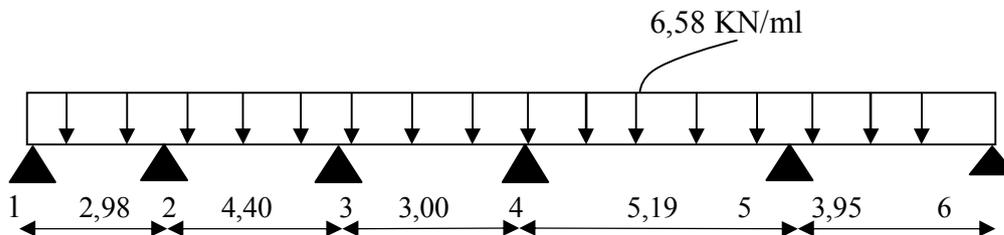
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

**2.2) Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$V(x) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

**3) Calcul de PT1 :**



**Moments sur appuis :**

- Pour i=1..... $5,96M_1 + 2,98M_2 = -43,54$   
 Pour i=2..... $2,98M_1 + 14,76M_2 + 4,4 M_3 = -183,66$   
 Pour i=3..... $4,4M_2 + 14,8 M_3 + 3 M_4 = -184,54$   
 Pour i=4..... $3 M_3 + 16,38 M_4 + 5,19 M_5 = -274,38$   
 Pour i=5..... $5,19 M_4 + 18,28 M_5 + 3,95 M_6 = -331,35$   
 Pour i=6..... $3,95 M_5 + 7,9 M_6 = -101,38$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

- $M_1 = -2,4189$  KN.M ;  $M_2 = -9,7729$  KN.M  
 $M_3 = -7,3189$  KN.M ;  $M_4 = -11,0733$  KN.M  
 $M_5 = -13,6884$  KN.M ;  $M_6 = -5,9887$  KN.M

*Moments en travée :*

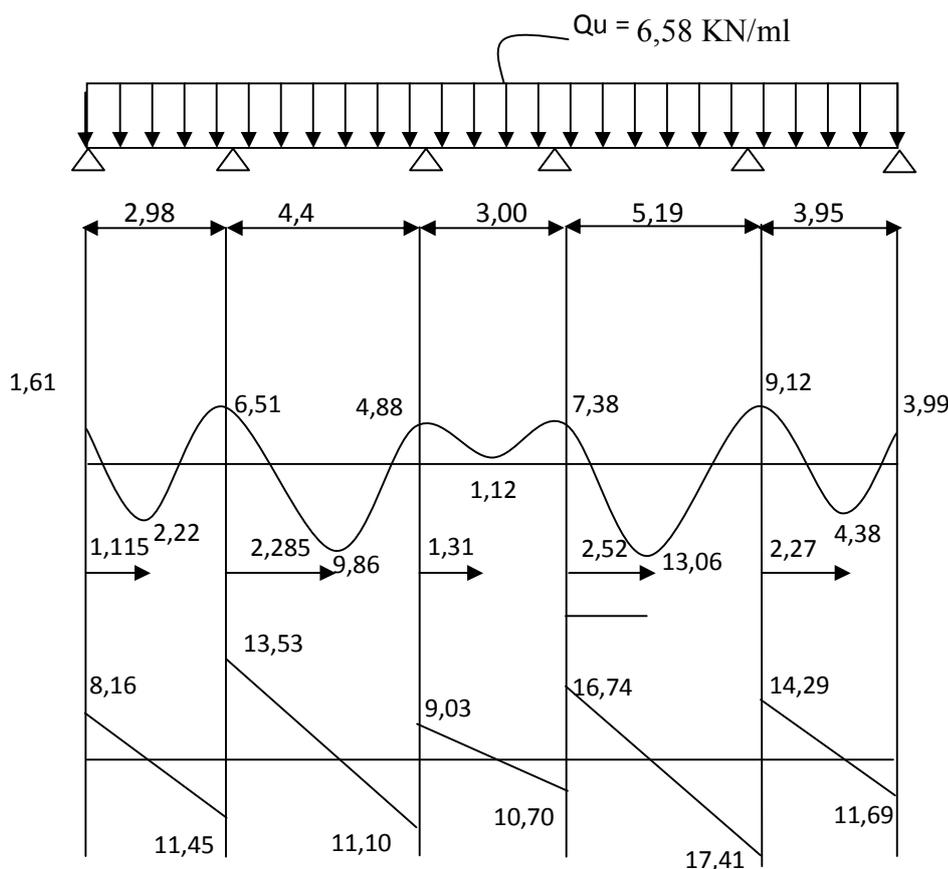
Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{max}$ (m)	Valeur de $M_{max}$ (kn.m)
1-2	2,98	1,115	1,67
2-3	4,40	2,285	7,40
3-4	3,00	1,31	-1,68
4-5	5,19	2,52	9,80
5-6	3,95	2,27	3,29

**4.2) Calcul des efforts tranchants :**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w$ (KN.M)	1,61	6,51	4,88	7,38	9,12
$M_e$ (KN.M)	6,51	4,88	7,38	9,12	3,99
$T_w$ (KN)	8,16	13,53	9,03	16,74	14,29
$T_e$ (KN)	-11,45	-14,10	-10,70	-17,41	-11,69

**Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants**

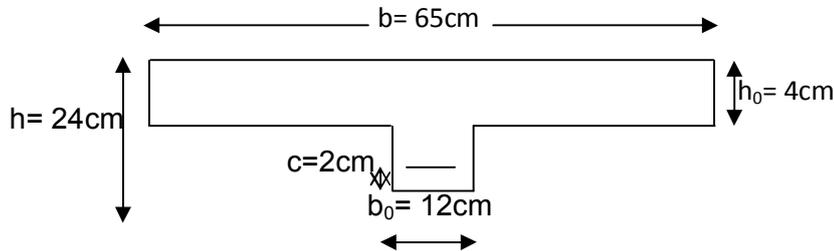
Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, on diminue les moments aux appuis de 1/3 et par conséquent on majore les moments en travées toujours de 1/3 ; ainsi on aura :



**Figure 3.7 : diagrammes des moment fléchissant et des efforts tranchants.**

**Calcul des armatures :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont représentées par la figure ci-après.



**Figure 3.8 : caractéristiques géométriques de la poutre**

**A/ Armatures longitudinales**

- **En travée**

$$M_{t_{max}} = 13,06 \text{ KN.m}$$

- calcul du moment équilibré par la table de compression

le moment équilibré par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} \dots\dots\dots(3.8)$$

$$= 0,65 \times 0,04 \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \cdot 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_t = 13,06 < M_0 = 73,84 \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$  et de hauteur de  $h = 24\text{cm}$

$$\mu = M_t / b d^2 f_{bc} = 13,06 \cdot 10^3 / 65 \times 22^2 \times 14,2 = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée.

Du tableau (Pierre Charon) on tire :

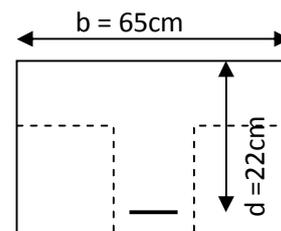
$$\beta = 0,985$$

D'où la section d'armatures sera donnée par :

$$A_s = M_t / \beta d \sigma_{st} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$A_s = 13,06 \cdot 10^3 / 0,985 \times 22 \times 348 = 1,73 \text{ cm}^2$$

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



- **Aux appuis**

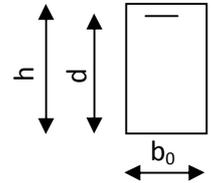
$M_A \text{ max} = 9,12 \text{ KNm}$

Au niveau des appuis, les ailes de la table sont tendues, et comme le béton n'intervient pas dans le calcul de résistance on étudiera une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12\text{cm}$  et de hauteur  $h = 24\text{cm}$ .

$\mu = 9,12 \cdot 10^3 / 12 \times 22^2 \times 14,2 = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942$

$A_s = 9,12 \cdot 10^3 / 0,942 \times 22 \times 348 = 1,26 \text{ cm}^2$ .

On prend :  $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



❖ **Vérifications à l'ELU**

**a/ condition de non fragilité**

- **En travées**

On doit vérifier que :

$A \geq A_{\text{min}} = 0,23bd f_{t28} / f_e$ .

$A_{\text{min}} = 0,23 \times 65 \times 22 \times 2,1/400 = 1,73 \text{ cm}^2 < A = 2,36\text{cm}^2$ . Condition vérifiée.

- **Aux appuis**

$A_{\text{min}} = 0,23 \times 12 \times 22 \times 2,1/400 = 0,31\text{cm}^2 < A=1,57 \text{ cm}^2$ . Condition vérifiée.

**b/ Diamètre des armatures transversales**

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes :

$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; \varnothing_l ; b_0/10)$  [BAEL91 (Art A.5.122) ]

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} h/35 = 24/35 = 0,68\text{cm} \\ \varnothing_l = 1,0 \text{ cm} \\ b_0/10 = 12/10 = 1,2\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \varnothing_t = 0,68\text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend } \varnothing_t = 8\text{mm}.$$

Soit un étrier  $2\varnothing 8 = 1,00\text{cm}^2$

**C/ Calcul des espacements  $s_t$**

L'espacement  $S_t$  se calcule selon les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \quad [\text{BAEL91 (Art A.5.122)}] \\ \text{Avec} \\ A_t f_e / b_0 S_t \geq \max (0,4\text{Mpa} ; \tau_u / 2) \quad ; \quad \tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} = 17,41 \cdot 10^3 / 120 \times 220 = 0,66 \end{array} \right.$$

On aura :

$$S_t \leq \min \{ 19,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t f_e / b_0 S_t = 2,36 \times 400 / 12 \times 20 = 3,93 > 0,66$$

#### d/ Vérification de la contrainte tangentielle

Il faut que :

$$\tau_u < \min (0,13.f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$0,13.f_{c28} = 3,25 \quad ; \quad \tau_u = 0,66 < 3,25 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

Dans ce cas les armatures transversales ne sont pas indispensables, mais elles serviront d'armatures de montage ou de répartition

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

- Influence sur le béton

- ✓ Appuis de rives

$$\text{Il faut que : } V_u \leq \overline{V_u} = 0,267 b_0 \times 0,9 d f_{c28} = 158,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 11,69 \text{ KN} < 158,6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Appuis intermédiaires

$$V_u = 17,41 < 158,6 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures inférieures

$$\text{Il faut : } A > (V_u ; M_u / 0,9 d) / \sigma_s$$

Pour les appuis de rives et intermédiaires on a :

$$(V_u + M_u / 0,9 d) / \sigma_s < 0$$

Donc A est toujours supérieur à  $(V_u ; M_u / 0,9 d) / \sigma_s$ . d'où il n'y a pas lieu de vérifier les armatures inférieures

#### f/ vérification de l'adhérence :

Selon les règles BAEL91 (Art A3.1.3) on doit avoir  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = V_u / (0,9 d \Sigma u)$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement,

$\psi_s$  : Coefficient de scellement des barres

$\psi_s = 1$  pour les ronds lisses non laminées,

$\psi_s = 1,5$  pour les hautes adhérences.

$V_u$  : effort tranchant à l'ELU,

$0,9d$  : bras de levier forfaitaire,

$\Sigma u$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 17,41 \times 10^3 / (0,9 \times 220 \times 2 \times 3,14 \times 10) = 1,40 \text{ Mpa.}$$

On constate bien que  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  donc c'est vérifier.

#### ➤ Calcul de l'ancrage des barres aux appuis :

Le calcul est mené suivant la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \dots\dots\dots (3.10)$$

$l_s$  : longueur de scellement droit,

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

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

A défaut de calcul précis on adopte la valeur suivante :

$$l_s = 40\phi \text{ BAEL91 (Art A 6.1.221)}$$

$$\text{d'où } l_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

#### ▪ Calcul à l'état limite de service ELS :

##### a/ Combinaison de charges à considérer :

$$\begin{cases} G = 3,796 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,97 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{D'où } q_s = (1 \times 3,796) + (1 \times 0,97) = 4,77 \text{ KN/ml}$$

Après résolution les résultats sont donnés comme suit :

$$\begin{array}{llll} M_1 = -1,7528 & \text{KN.M} & ; & M_2 = -7,0850 & \text{KN.M} \\ M_3 = -5,3049 & \text{KN.M} & ; & M_4 = -8,03279 & \text{KN.M} \\ M_5 = -9,9227 & \text{KN.M} & ; & M_6 = -4,3412 & \text{KN.M} \end{array}$$

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{max}$ (m)	Valeur de $M_{max}$ (kn.m)
1-2	2,98	1,115	1,22
2-3	4,40	2,285	5,36
3-4	3,00	1,31	-1,22
4-5	5,19	2,52	7,10
5-6	3,95	2,27	2,38

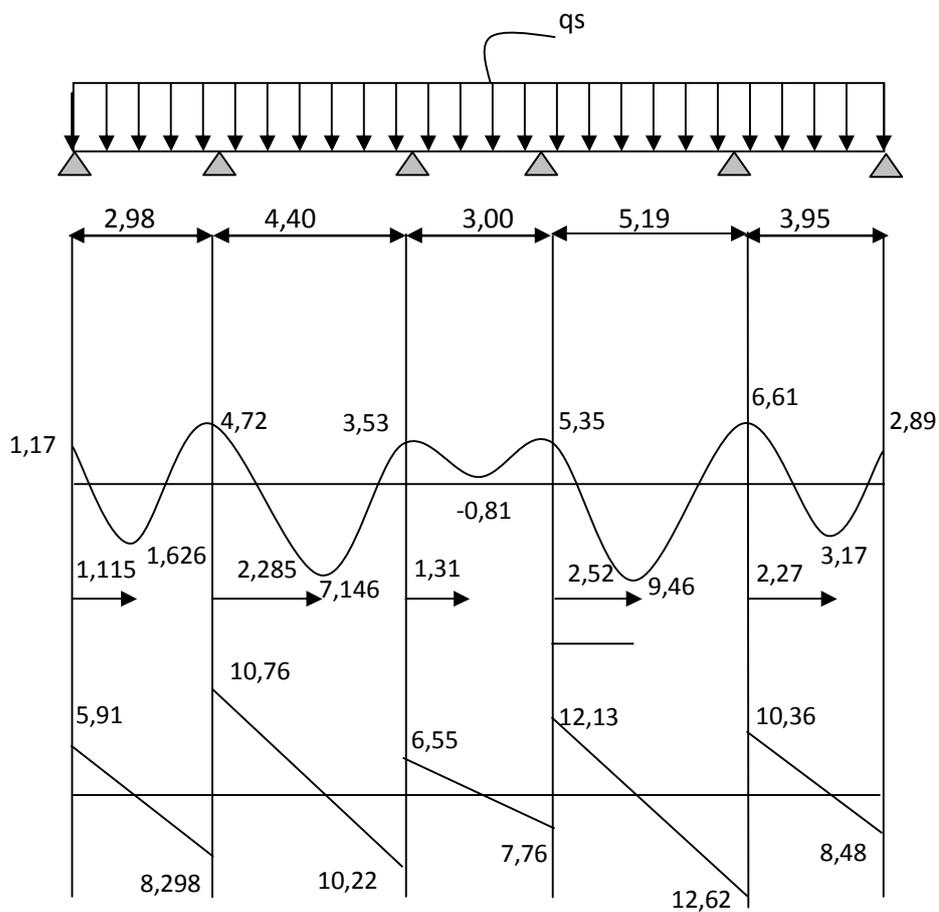


Figure 3.9 : diagrammes des moment fléchissant et des efforts tranchants.

## ❖ Vérifications à l'ELS

## 1. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

## - Aux appuis

$$\rho = 100 \cdot A_u / b_0 \times d = 100 \times 1,57 / 12 \times 22 = 0,594 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,68 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / \beta_1 K_1 d A_u = 6,61 \cdot 10^6 / 0,885 \times 28,68 \times 1,57 \times 220 = 5,54 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,54 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## - En travées

$$\rho = 100 A_u / b d = 100 \times 2,36 / 65 \times 22 = 0,165 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 59,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / \beta_1 K_1 d A_u = 9,46 \cdot 10^3 / 0,932 \times 59,02 \times 22 \times 2,36 = 3,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,31 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

## 3. Etat limite de déformation :

Il faut vérifier les conditions ci-dessous données par le BAEL91 si non il faut vérifier la flèche.

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section droite,

L : longueur de la travée entre nus d'appuis,

d : hauteur utile de la section droite,

b<sub>0</sub> : longueur de la nervure,

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximum en travée.

**APPLICATION**

$$\frac{h}{L} = 24/519 = 0,046 < 1/16$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = 24/519 < 9,12/15(16,06) = 0,037$$

Condition non vérifiée.

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que 
$$\frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{L}{200}$$

▪ **Calcul de la position du centre de gravité.**

$$v_1 = \frac{b_0 h^2 / 2 + (b - b_0) h^2 / 2 + 15(A_t d)}{(b_0 \cdot h) + (b - b_0) h_0 + 15(A_t + A_a)}$$

$$v_1 = \frac{12 \times 24^2 / 2 + (65 - 12) 4^2 / 2 + 15 \times 2,36 \times 22}{(12 \times 24) + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 8,70 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 24 - 8,70 = 15,30 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de  $I_{fv}$  :**

$I_{fv}$  est donnée par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad \text{BAEL 91 (Art B6.5.2)}$$

Avec :

$I_0$  : moment d'inertie de la section,

$\lambda_v$  : coefficient de déformation de longue durée,

$\mu$  : coefficient de frottement.

Où  $\rho$  est le rapport de l'aire  $A$  de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

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

$$\rho = 2,36/12 \times 22 = 0,009$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,009} = 1,83$$

Le coefficient de frottement est donné par :

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,009 \times 240 + 2,1} = 0,66$$

▪ **Calcul du moment d'inertie**

$$I_0 = \left[ \frac{b_0 (v_1^3 + v_2^3)}{3} \right] + \left[ \frac{(b - b_0) h_0}{12} + (b - b_0) h_0 \times \left( v_1 - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + 15 [A_t (v_2 - c)^2]$$

$$I_0 = \frac{12 \times (8,70^3 + 15,30^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 8,70 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (15,30 - 2)^2$$

$$I_0 = 24925,28 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times 24925,28}{1 + (1,83 \times 0,66)} = 12418,61 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de  $F_v$  :**

$$F_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$M_s = 9,46 \text{ KNm}$  ; moment de la section étudiée à l'ELS,

$L = 5,19 \text{ m}$  longueur entre nus d'appuis,

$E_v$  : module de déformation différé du béton pour les charges de longue durée.

$$E_v = 1,082 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc :} \quad F_v = \frac{9,46 \cdot 10^6 \times 5190^2}{10 \times 10818,87 \times 12418,61 \cdot 10^4} = 18,96 \text{ mm}$$

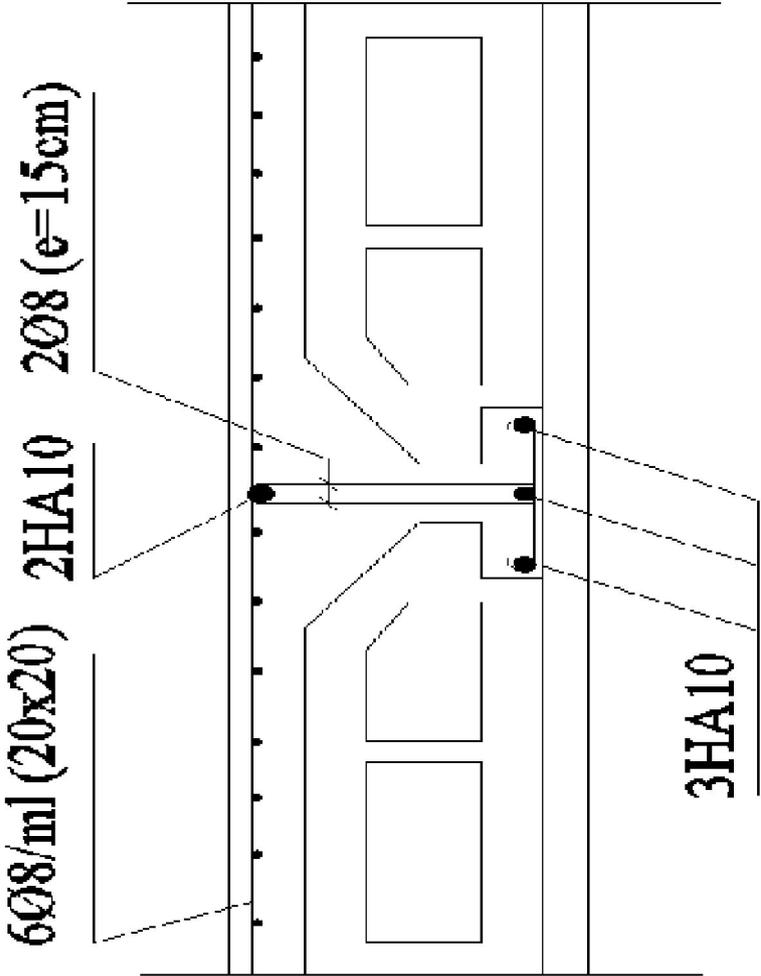
$$\bar{f} = \frac{L}{200} \text{ (la portée est supérieure à 5 m)}$$

$$\bar{f} = \frac{5190}{200} = 25,95 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

**Conclusion :** Les armatures adoptées à l'ELU restent valables même à l'ELS, à savoir  $3\varnothing 10$

en travées et  $2\varnothing 10$  aux appuis avec  $2\varnothing 8$  pour la répartition



**FERRAILLAGE DU PLANCHER EN CORPS CREUX**

### III.4 Etude de la dalle pleine de la salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ( $v = 1 \text{ m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $(1,80 \times 2,40) = 2,70 \text{ m}^2$ , la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

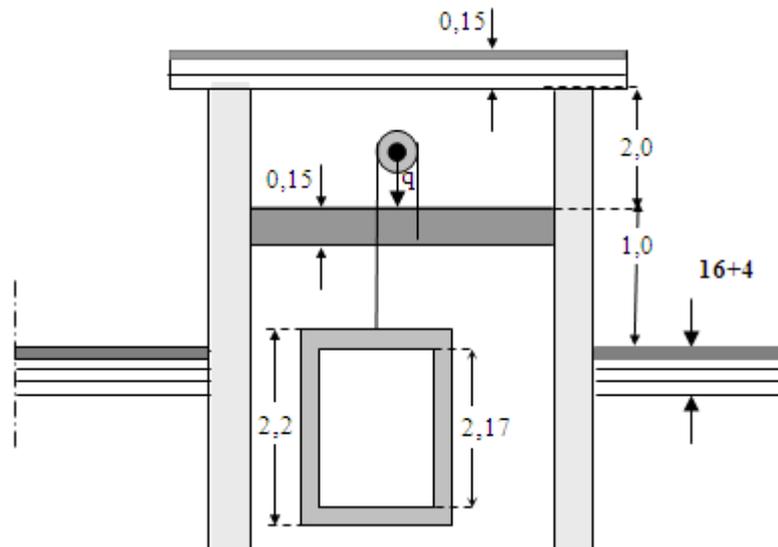


Fig. III.4.1: Schéma de la cage d'ascenseur.

#### III.4.1 Calcul de la dalle pleine du local machine :

##### - Principe de calcul :

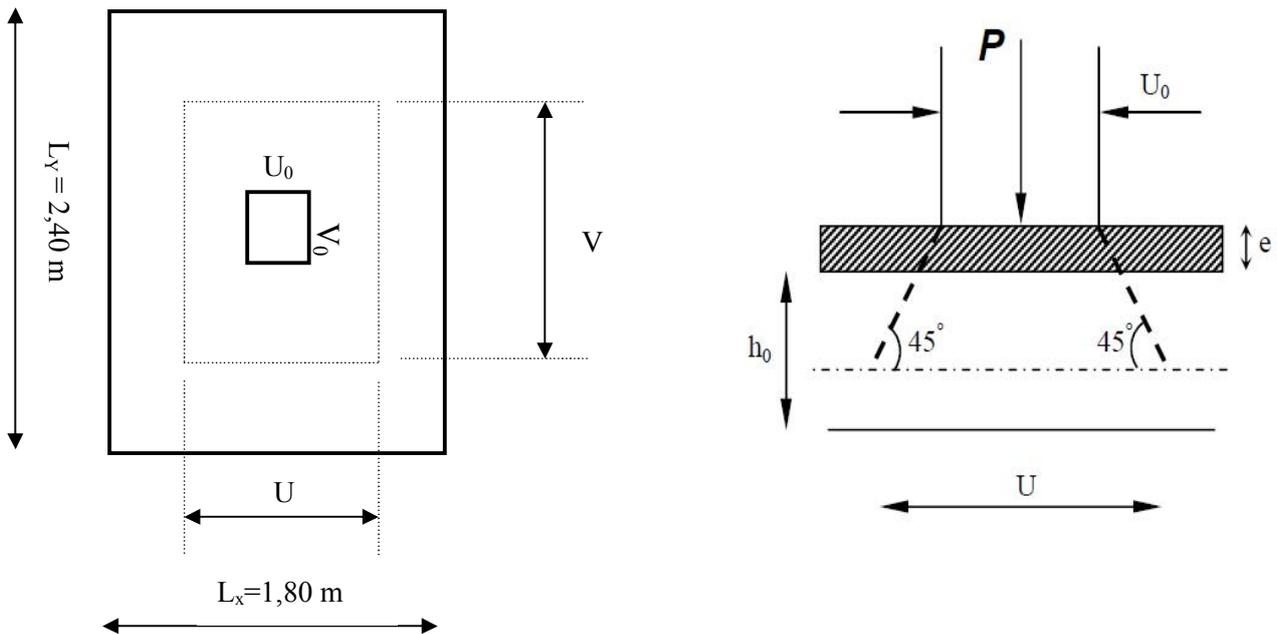
L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, et ce, suivant la petite portée ( $L_x = 1,5 \text{ m}$ ) et la grande portée ( $L_y = 1,80 \text{ m}$ ).

##### III.4.1.1 Dimensionnement :

$$h_0 \geq \frac{L_{\min}}{30}$$

$$h_0 \geq \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .



**Fig. III.4.2:** Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left( \xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \cdot \left( \xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient  $\xi$  dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton :  $\rightarrow \xi = 1.0$

$$U = U_0 + 2 \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot e + h_0$$

Avec :

$h_0 = 15$  cm (épaisseur de la dalle pleine).

$e = 5$  cm (épaisseur du revêtement).

U et V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge, compte tenue de la diffusion à 45°.

$U_0 \times V_0$  : surface de contact (80x80) cm<sup>2</sup>.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

## III.4.1.2 Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (M_2 + \nu M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de POISSON (à l'ELU :  $\nu = 0$ ):

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) et ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = L_x/L_y = 1,8 / 2,4 = 0,75$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,8} = 0,6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,4} = 0,44$$

$\rho =$  Étant égale à 0,8

$$0,4 \leq 0,44 \leq 0,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,4 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1 \\ M_2 = 0,076 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{array} \right.$$

$$\Delta \left( \frac{V}{l_y} \right) = 0,5 - 0,4 = 0,1.$$

$$\Delta M_1 = 0,095 - 0,1 = -0,005$$

$$\Delta M_2 = 0,067 - 0,076 = -0,009$$

$$\Delta \left( \frac{V}{l_y} \right) = 0,44 - 0,4 = 0,04.$$

$$\Delta M_1 = \frac{0,04 \times (-0,005)}{0,1} = -0,002$$

$$\Delta M_2 = \frac{0,04 \times (-0,009)}{0,1} = -0,0036$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,44 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1 - 0,002 = 0,098 \\ M_2 = 0,076 - 0,0036 = 0,072 \end{array} \right.$$

- **ELU :**

$$\Rightarrow M_1 = 0,098 \quad ; \quad M_2 = 0,072 \quad (\text{du tableau de PIGEAUD})$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,098 = 11,90 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,072 = 8,75 \text{ KN. M}$$

**b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$0,4 < \rho = 0,75 < 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,75 \text{ et } (v = 0) \Rightarrow \mu_x = 0,0622 \quad ; \quad \mu_y = 0,509$$

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

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0622 \times 8,05 \times (1,8)^2 = 1,62 \text{ KN. m}$$

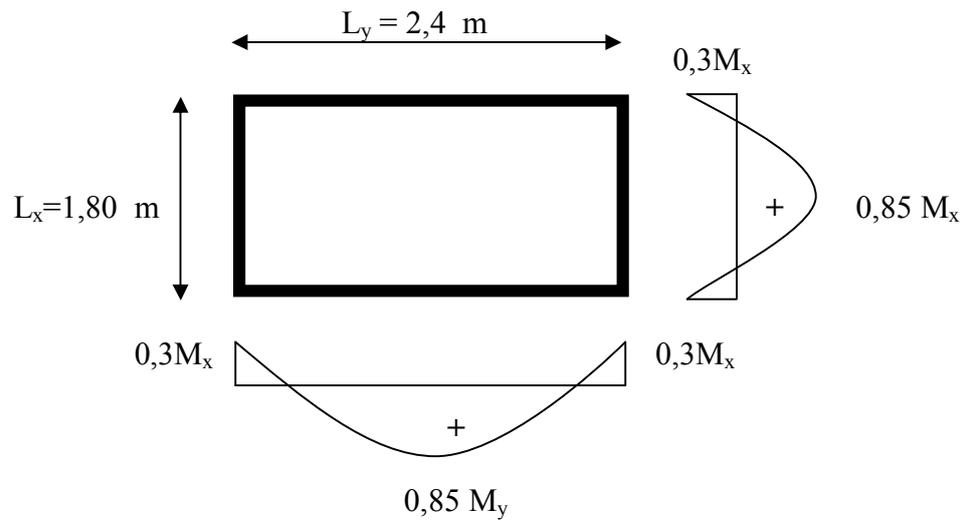
$$M_{y2} = 0,509 \times 1,62 = 0,82 \text{ KN. m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,57 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.



**Fig. III.4.3:** Distribution des moments sur le panneau.

**Sens  $I_x$  :**

- aux appuis :  $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 13,52 = 4,05 \text{ KN.m}$
- en travée :  $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 13,52 = 11,5 \text{ KN.m}$

**Sens  $I_y$  :**

- aux appuis :  $M_y^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 13,52 = 4,05 \text{ KN.m}$
- en travée :  $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 9,57 = 8,13 \text{ KN.m}$

**III.4.1.3 Ferrailage :**

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

**a) Sens  $I_x$  :**

**- Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b.d_x^2.f_{bu}} = \frac{4,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0169 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,0169 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4,05 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

**- En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b.d_x^2.f_{bu}} = \frac{11,5 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,5 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

**b) Sens I<sub>y</sub> :**

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0169 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,0169 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,05 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

- En travée :

$$d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 13 - 0,8 = 12,2 \text{ cm.}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,13 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,13 \times 10^3}{0,981 \times 12,2 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

#### III.4.1.4 Vérifications à L'ELU :

**a) Condition de non-fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)

**Sens x-x:**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = W_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$W_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction (x-x et y-y)  $\Rightarrow W_0 = 0,8 \%$

$$A_x = A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,75)}{2} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} < A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**Sens y-y:**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = W_0 \times b \times h_0$$

$$A_y = A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} < A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

$$\text{- Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{- Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) Ecartement des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe, soumise à une charge concentrée, ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Sens principale : } St \leq \min \{ 2h ; 25\text{cm} \}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{ 30\text{cm} ; 25\text{cm} \}$$

$$\text{Sens secondaire : } St < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{ 45\text{cm} ; 33\text{cm} \}$$

$\Rightarrow$  Les conditions sont vérifiées.

**d) Diamètre maximal des barres :** (Article A.7.2,1 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**e) Vérification de poinçonnement :** (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2x(U+V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml} < 0,045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$\Rightarrow$  La condition de non poinçonnement est vérifiée.

**f) Rapport minimal des aciers en travée :**

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{1,35}{3} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1,20 > 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.4.1.5 Vérifications à L'ELS :****a) Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

$$M_x = q_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$v = 0,2$$

$$\Rightarrow M_1 = 0,098 \quad ; \quad M_2 = 0,072 \quad (\text{du tableau de PIGEAUD})$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x1} = 90 (0,098 + 0,2 \times 0,072) = 10,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,072 + 0,2 \times 0,098) = 8,24 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$0,4 < \rho = 0,75 < 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,75 \text{ et } (v = 0,2) \Rightarrow \mu_x = 0,0685 \quad ; \quad \mu_y = 0,644$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0685 \times 5,85 \times (1,8)^2 = 1,30 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = 0,644 \times 1,3 = 0,84 \text{ KN. m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,08 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $I_x$  :**

- aux appuis :  $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 11,41 = 3,42 \text{ KN.m}$

- en travée :  $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 11,41 = 9,7 \text{ KN.m}$

**Sens  $I_y$  :**

- aux appuis :  $M_y^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 11,41 = 3,42 \text{ KN.m}$

- en travée :  $M_y^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 9,08 = 7,72 \text{ KN.m}$

**d) Vérification des contraintes dans le béton :** (Article A.4.5-2 du BAEL91 modifié 99).

Pour se disposer de cette vérification, il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Suivant l'axe (x-x) : (sens  $L_x$ )**

▪ sur appuis :  $\gamma = \frac{4,05}{3,42} = 1,18$

$\mu_a = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$

$\alpha = 0,0201 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$

▪ en travée :  $\gamma = \frac{11,5}{9,7} = 1,18$

$\mu_t = 0,048 \rightarrow \alpha = 0,0615$

$\alpha = 0,0615 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$

**Suivant l'axe (y-y) : (sens  $L_y$ )**

▪ sur appuis :  $\gamma = \frac{4,05}{3,42} = 1,18$

$\mu_a = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$

$\alpha = 0,0201 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$

▪ en travée :  $\gamma = \frac{8,13}{7,72} = 1,05$

$\mu_t = 0,038 \rightarrow \alpha = 0,0485$

$\alpha = 0,0485 < \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$

⇒ Les conditions sont vérifiées, Aucune vérification n'est nécessaire.

**e) Etat limite d'ouverture des fissures :** (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**f) Vérification de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91).

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

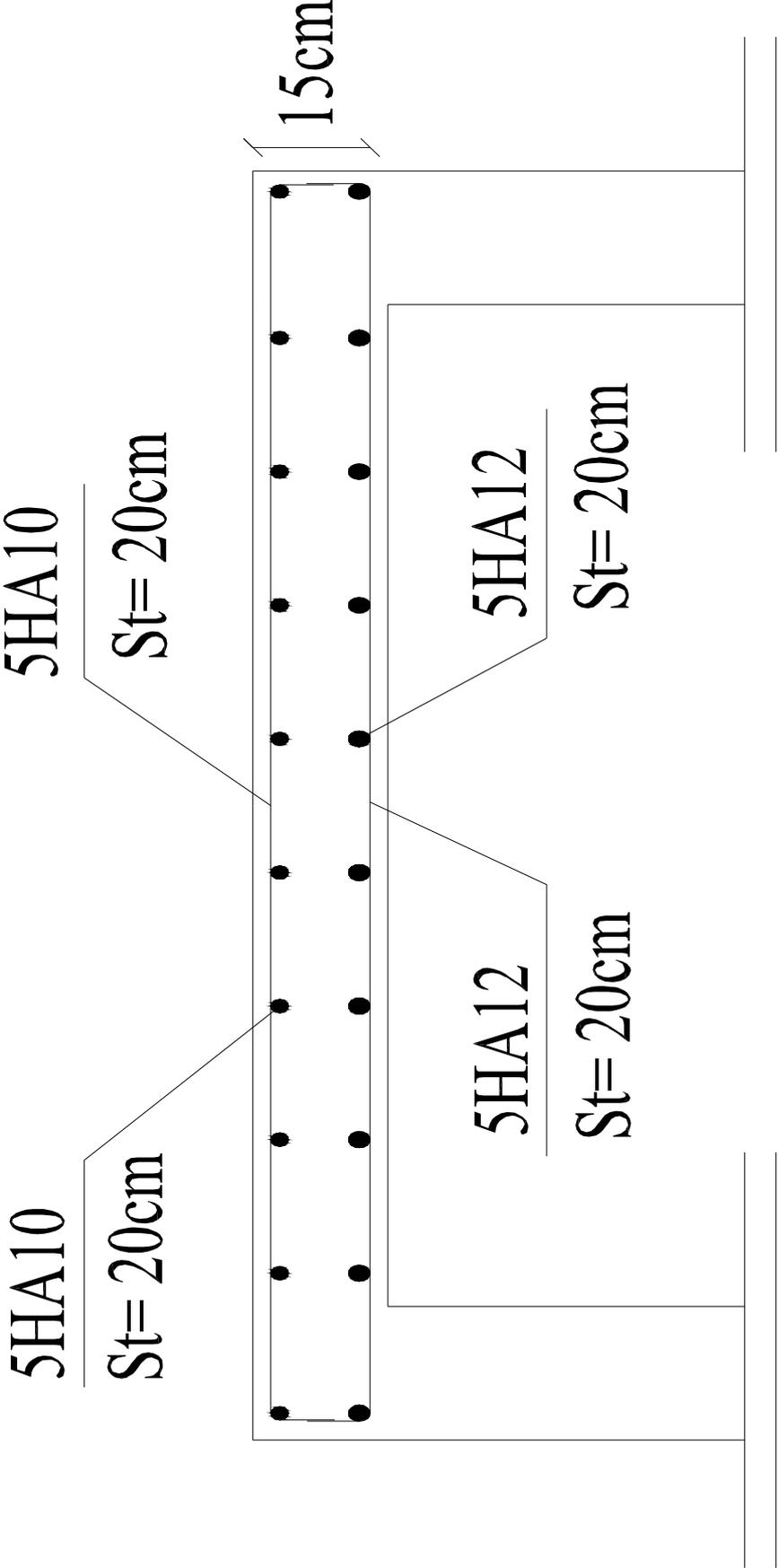
$$\frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Le récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> /m)	A adoptée	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	4,05	0,016	0,992	0,90	3,92	5HA10	20
	Y-Y	4,05	0,016	0,992	0,90	3,92	5HA10	20
En travée	X-X	11,5	0,048	0,975	2,60	5,65	5HA12	20
	Y-Y	8,13	0,038	0,981	1,95	5,65	5HA12	20



**FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DE LA SALLE MACHINE**

### III.5 Calcul des dalles pleines de type « console » :

Le bâtiment comprend des dalles pleines considérées comme des consoles en béton armé encastrées à leur extrémité (poutre de rive), ayant un garde corps de hauteur ( $h = 1$  m) en brique creuse de 10cm d'épaisseur : les balcons et séchoirs.

#### III.5.1 Dimensionnement du balcon :

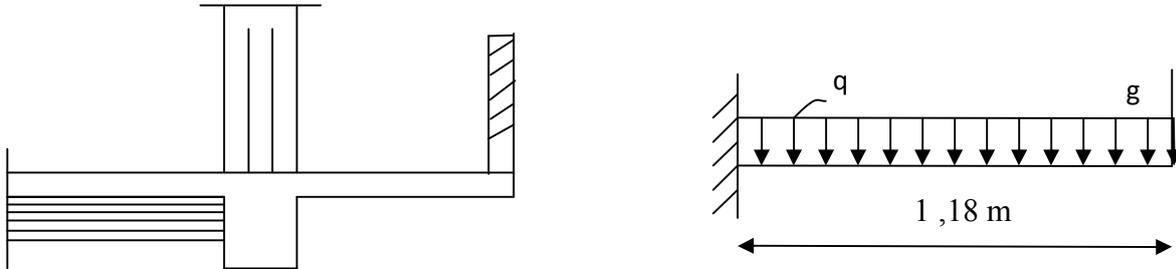


Fig. III.5.1 : Schéma statique de la dalle pleine de type « console ».

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :  $e_p \geq \frac{l}{10}$

$l$  : Largeur du balcon.

$$e_p = \frac{1,18}{10} = 11,8 \text{ cm}$$

Epaisseur choisie :  $e_p = 15 \text{ cm}$

#### III.5.2 Détermination des charges et des surcharges :

##### • Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

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

##### • Charges et surcharges revenant au garde corps :

$$G_1 = 1,62 \text{ KN / ml}$$

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

#### III.5.3 Combinaisons de charges :

##### • A l'ELU :

- La dalle :

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

$$q_u = 12,47 \text{ KN/ml}$$

- Le garde corps :

$$g_u = (1,35 \times G_1) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN}$$

• **A P'ELS :**

- La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5,35 + 3,5) \times 1 = 8,85 \text{ KN /ml}$$

- Le garde corps :

$$g_s = G_1 \times 1 \text{ m} = 1,62 \times 1 \text{ m} = 1,62 \text{ KN}$$

### III.5.4 ferrailage :

**a) Calcul du moment fléchissant :**

• **A P'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12,47 \times 1,18^2}{2} + 2,187 \times 1,18 = 11,26 \text{ KN.m}$$

• **A P'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8,85 \times 1,18^2}{2} + 1,62 \times 1,18 = 8,07 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures en flexion simple :**

**1) Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,26 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392$$

$$\mu_u = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,26 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 25cm.

**2) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 [cm<sup>2</sup>] avec S<sub>t</sub> = 25cm

**III.5.5 Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times (100) \times (13) = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

**b) Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,5 \text{ cm}$$

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

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,47 \times 1,18 + 2,187 = 16,9 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,9 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,5} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) Vérification au cisaillement : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = 16,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,9 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification de l'adhérence des barres : (Article A.6.1-1 du BAEL 91)
- Vérification de l'ancrage des barres : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,84} = 352,11 \text{ mm} \quad \text{on opte pour : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour les aciers HA, la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) est :  $l_a = 0,4 \times l_s$

$$l_a = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

#### d) Vérification de l'espacement des barres :

##### - armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

##### - armatures de répartition :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### III.5.6 Vérifications à l'ELS :

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{Contrainte dans les aciers tendus.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_e ; \max [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ft28}] \right\} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; \max [200 \text{ Mpa} ; 318,81 \text{ Mpa}] \} = 266,67 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 \quad \text{et} \quad K_1 = 49,10 \text{ (du tableau)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{8,07 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 3,14} = 214,42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 214,42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (Article A.4.5.6-2 du BAEL91)

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 214,42 / 49,10 = 4,37 \text{ Mpa}$$

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

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

## c) Vérification de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{118} = 0,127 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,127 > \frac{8,07}{10 \times 8,07} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

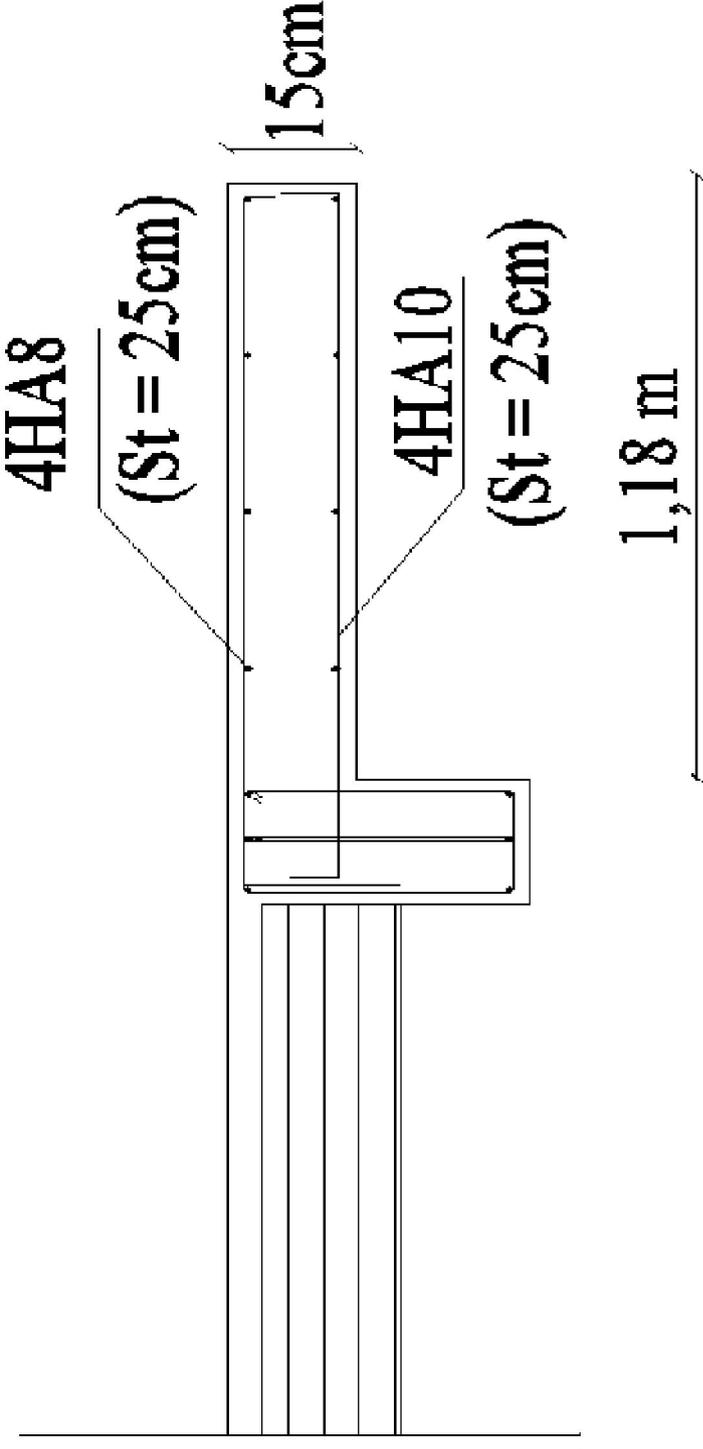
- **Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :**

- Section réelle des armatures :

$$A = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$



**FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DU BALCON.**

### III.6 Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à ( $\alpha_1= 18,08^\circ$  et  $\alpha_2= 18,08^\circ$ ) repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, pannes faitière, pannes intermédiaires

#### III.6.1 Détermination des charges et surcharges :

• Charges permanentes :  $G_t = 0,55 \text{ KN/m}^2$

• Surcharges d'exploitations :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- Les efforts revenant aux pannes et aux chevrons :

$$\alpha = 18,08^\circ \quad \text{donc} \quad \cos 18,08 = 0,95$$

$$\frac{1}{\cos 18,08} = 1,05 \quad \sin 18,08 = 0,31$$

Donc la charge permanente devient :

$$G_t = 0,55 \times 1,05 = 0,57 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{\text{tota}} = 0,57 \text{ KN/ml}}$$

• Surcharges d'exploitations :

$$\mathbf{Q = 1 \times 1,05 = 1,05 \text{ KN/ml}}$$

Combinaisons des charges :

a- A l'E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 \times 0,57 + 1,5 \times 1,05$$

$$\mathbf{q_u = 2,34 \text{ KN/ml}}$$

b- A l'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,57 + 1,05 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

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

- Les efforts revenant aux pannes et aux chevrons :

$$\alpha = 18,08^\circ \quad \text{donc} \quad \cos 18,08 = 0,95$$

$$\frac{1}{\cos 18,08} = 1,10 \quad \sin 18,08 = 0,31$$

Détermination des efforts revenants aux différents éléments :

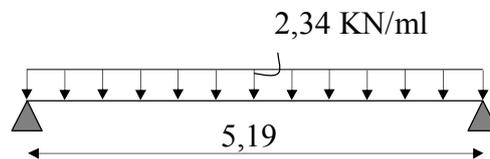
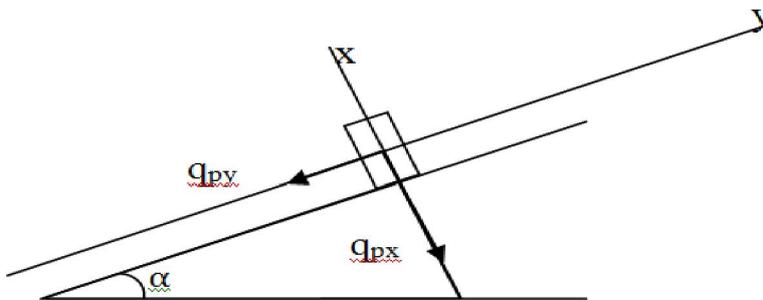


Fig. III.6.1: Schéma statique d'une panne

a- Efforts revenants aux pannes :



· Espacement des pannes :

Le nombre de panne est 7 panne :

$$L = \frac{6,28}{\cos \alpha} = 6,60 \text{ d'où } e_p = \frac{6,6}{6} = 1,01$$

On prend :  $e_p = 1,00 \text{ m}$

· Portée des pannes :  $l_p = 5,19 \text{ m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2,34 \times 1,00$$

$$q_p = 2,34 \text{ KN/ml}$$

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

suitant l'axe (x,x) :  $q_{px} = q_p \sin\alpha = 2,34 \times 0,95 = 2,22$  KN/ml

suitant l'axe (y,y) :  $q_{py} = q_p \cos\alpha = 2,34 \times 0,31 = 0,72$  KN/ml

### III.6.2 Le dimensionnement des pannes :

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans  $1,00\text{m}^2$ , nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont

respectivement  $(10 \times 25)$   $\text{cm}^2$  et  $(5,50 \times 7,50)$   $\text{cm}^2$ .

$$\text{Donc : } \frac{25}{10} = 2,5 < 5$$

#### - Vérification des contraintes admissibles de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(10) \times (25^2)}{6} = 1041,67 \text{cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(22,5) \times (10,5^2)}{6} = 416,67 \text{cm}^3$$

#### - Moments de flexion :

$$M_{fx} = q_{py} \times \frac{l^2}{8} = 2,22 \times \frac{(5,19)^2}{8} = 7,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_{px} \times \frac{l^2}{8} = 0,72 \times \frac{(5,19)^2}{8} = 2,42 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{7,47 \times 10^4}{1041,67} + \frac{2,42 \times 10^4}{416,67} = 129,79 \text{ dan/cm}^2.$$

➤ Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots \dots$  **condition est vérifiée.**

- **Vérification de la flèche pour les pannes : ( Art 4.962 CB71 )**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{519}{200} = 2,6\text{cm.}$$

Avec L : la portée de la panne.

La valeur de la flèche réelle est donnée par ( Art 4.011 CB71 ) :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f$ : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,13\text{dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 129,79 \times 519^2}{48 \times 131080,13 \times 12,5} = 2,22\text{cm.}$$

$f < \bar{f} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

Donc en garde les dimensions : **(10x25)cm<sup>2</sup>**

### III.6.3 Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges  $q_c$  ; Le chevrons est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de (5,5x7,5) cm<sup>2</sup>.

- L'espace entre chevrons est égal à :  $e_c = 0,5$  m.
- La portée des chevrons est :  $L_p = 1,00$  m.

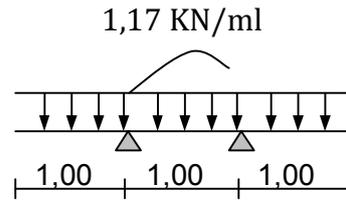


Fig.III.6.2: Schéma de chargement de chevron.

$$q_c = q_u \times e_c = 2,34 \times 0,5 = 1,17 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,6 M_0.$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0,8M_0.$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qLp^2}{8} = \frac{1,17 \times 1,00^2}{8} = 0,146 \text{ KN. ml.}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,146 = 0,0876 \text{ KN. ml.}$$

$$M_a = 0,8 \times 0,146 = 0,117 \text{ KN/ml.}$$

Pour le choix des chevrons on doit vérifiés la relation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

- **En travée**

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{\bar{V}}} = \frac{0,0876 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 16,96 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{M_t}{\frac{I}{\bar{V}}} = \frac{0,117 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 22,69 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{fa} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{100}{200} = \mathbf{0,05\text{cm.}}$$

$L_p$  : La portée de chevron.

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$ , Est calculé déjà.

$$f_t = \frac{5 \times 16,96 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = \mathbf{0,036 \text{ cm}}$$

$$f_a = \frac{5 \times 22,69 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = \mathbf{0,048 \text{ cm}}$$

$f_t < \bar{f}$  ..... condition vérifiée.

$f_a < \bar{f}$  ..... condition vérifiée.

Donc la section adoptée pour les chevrons est :  $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$ .

### III.6.4 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes

En prend pour la section des liteaux  $(3 \times 4) \text{ cm}^2$ .

L'espacement des liteaux est égal à :  $e_1 = 30 \text{ cm}$

La portée des liteaux est :  $L_p = 0,5 \text{ m}$

$$q_p = 2,34 \times 0,3 = 0,70 \text{ KN/ml.}$$

La section :  $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 0,70 \times \cos 18,08^\circ = 0,66 \text{ KN/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 0,70 \times \sin 18,08^\circ = 0,22 \text{ KN/ml.}$$

- **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (4^2)}{6} = 8 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(4) \times (3^2)}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

- **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 0,66 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,021 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0,22 \times \frac{(0,5)^2}{8} = 0,007 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{0,021 \times 10^4}{8} + \frac{0,007 \times 10^4}{6} = 37,92 \text{ dan/cm}^2$$

Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142.$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 ...[3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f$ : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\sigma_f}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,13 \text{ dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 37,92 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times 2} = 0,038 \text{ cm.}$$

$f < \bar{f}$  ..... condition vérifier.

Donc en garde les dimensions : (3 x 4) cm<sup>2</sup>.

**III.7 Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural en béton armé dont le rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort latéral (Q) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.

**III.7.1 Etude de l'acrotère :**

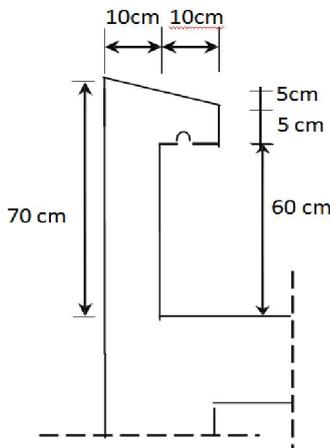


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

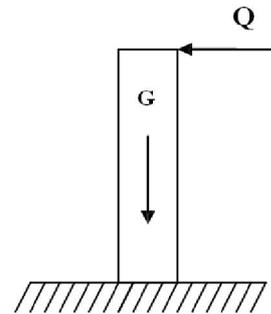


Figure III.2 : Schéma statique.

**III.7.1.1 Calcul des efforts :**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N = G = \rho \cdot S$$

$\rho$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,7 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) + (0,05 \times 0,10) / (2) = 0,0775 \text{ m}^2.$$

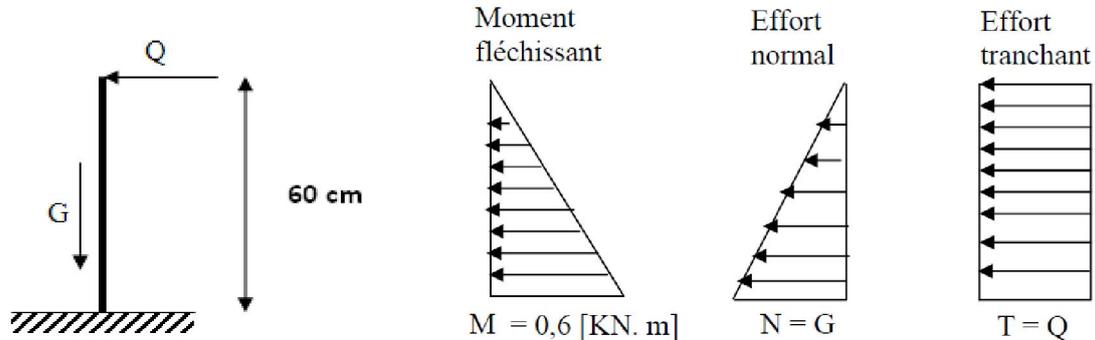
$$N = G = 25 \times 0,0775 = 1,94 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

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

- Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,7 = 0,70 \text{ KN.m}$$



**Fig. III.2:** Schéma statique de calcul et diagramme des efforts.

### III.7.1.2 Combinaisons de charges :

#### a) A l'état limite ultime ELU :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-2-1 du BAEL 91 :  $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre ( $G$ ) :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,94 = 2,62 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN.m}$$

#### b) A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-3 du BAEL 91 :  $G + Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre ( $G$ ) :

$$N_s = G = 1,94 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

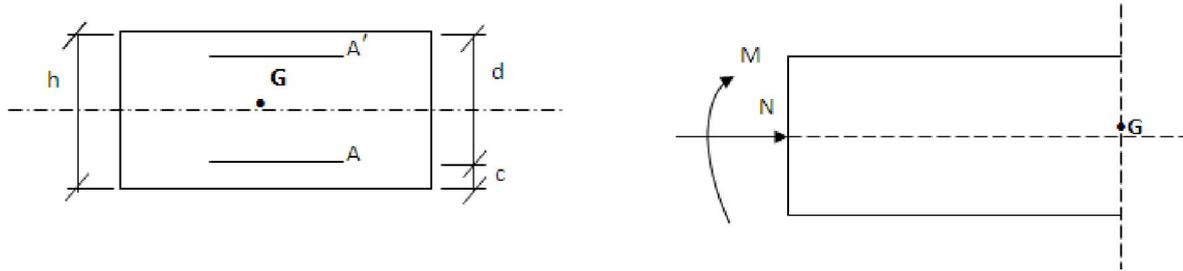
$$V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q = 0,70 \text{ KN.m}$$

**III 7.1.3 Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé par l'étude d'une section rectangulaire (b×h) soumise à la flexion composée.



**Fig. III.3:** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

h = 10 cm (épaisseur de la section).

b = 100 cm (largeur de la section).

d = 8 cm (hauteur utile).

c = 2 cm (enrobage).

**a) Calcul de l'excentricité :**

Soit :  $e_u$  : l'excentricité.

$C_p$  : le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal)

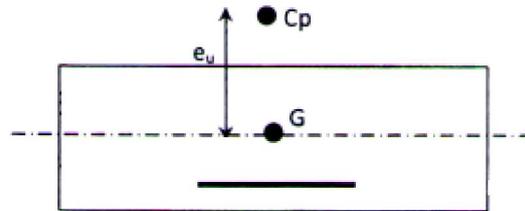
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{1,05}{2,62} = 0,4 \text{ m}$$

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

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

$$\text{Donc : } e_u = 40 \text{ cm} > (h / 2) - c = 3 \text{ cm}$$



Le centre de pression se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal ( $N_u$ ) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée et sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues. On se ramènera ensuite à la flexion composée où la section réelle des armatures sera déterminée.

**b) Calcul en flexion simple :**

- **Le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times [(h / 2) - c] = 1,05 + 2,62 \times 0,03 = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,13 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,0124 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0124 \Rightarrow \beta = 0,995 \text{ (du tableau)}$$

- **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée**

Section réelle des armatures principales :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,33 \times 10}{348}$

$$A = 0,283 \text{ cm}^2$$

**III.7.1.3.1 Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :** (Article A.2.4-1 du BAEL 91 modifié 99).

▪ Armatures principales :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,94} = 36,08 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{36,08 - 0,455 \times 8}{36,08 - 0,185 \times 8}$$

$A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

On adopte la section minimale:

$$A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> / ml avec espacement (S<sub>t</sub> = 20 cm).**

▪ Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,503 \text{ cm}^2.$$

Soit : **3HA8 / ml = 1,50 cm<sup>2</sup> / ml avec espacement (S<sub>t</sub> = 20 cm).**

b) **Vérification de l'écartement dans les barres :**

Armatures principales : S<sub>t</sub> = min (2h ; 25 cm) = 20cm

S<sub>t</sub> = 20 cm ≤ 20 cm ⇒ la condition est vérifiée.

Armatures de répartition : S<sub>t</sub> = min (2h ; 25 cm) = 20cm

S<sub>t</sub> = 20 cm ≤ 20 cm ⇒ la condition est vérifiée.

c) **Vérification au cisaillement :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min [0,15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$$

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est préjudiciable (γ<sub>b</sub> = 1,5).

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

$$V_u = 1,50 \text{ KN/ml} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,50 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  la condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) **Vérification de l'adhérence des barres :** (Article A.6.1.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence, tel que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\bar{\tau}_{se}$  : contrainte limite d'adhérence

Aciers haute adhérence (HA) ⇒ Ψ<sub>S</sub> = 1,5 →  $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

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

$$\sum u_i = 4 \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**e) Ancrage des armatures verticales :** (Article A.6.1-2-2 du BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$l_s$  : Longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

➤ *Longueur de scellement adoptée :*  $l_s = 30 c$

**Conclusion :** Les armatures adoptées sont vérifiées à l'ELU.

### **III.7.1.3.2 Vérification des contraintes à L'E L S :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, les aciers sont en (FeE400) de diamètre (8mm)  
 $\Rightarrow$  la fissuration est considérée comme étant préjudiciable ( $\eta = 1,6$ )

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

- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$        $\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

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

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$        $\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

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

- **Calcul de l'excentricité «  $e_s$  » :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,94} = 0,3608m = 36,08 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement}$$

comprimée vu que le centre de pression est à l'extérieur de la section.

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :** (Article A.4.5-2 du BAEL 91).

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \text{ et } K_1 = 47,6 \text{ (du tableau).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_c; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa}; 201,633 \text{ Mpa} \} = 201,633 \text{ Mpa.}$$

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

- **Vérification des contraintes dans l'acier :** (Article A.4.5-3-3 du BAEL 91).

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 40,56 / 47,6 = 0,85 \text{ Mpa.}$$

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

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

**III.7.1.3.3 Vérification de l'acrotère au séisme :** (Article A.6.2.3 du RPA 99 version 2003).

Pour résister à la force horizontale «  $F_p$  », l'acrotère doit être conçu de manière à ce que «  $F_p$  » soit inférieure à la surcharge «  $Q$  » donnée.

La force agissant sur l'acrotère est calculée comme suit :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone tiré du tableau (4.1).

A = 0,15 (zone IIa, groupe d'usage 2)

$W_p$  : poids de l'acrotère ( $W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$ )

$C_p$  : facteur de force horizontale (variant entre 0,3 et 0,8) tiré du tableau (6.1)

$\Rightarrow C_p = 0,8$  (élément en console)

**AN:**  $F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828 < Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée, il est inutile de calculer l'acrotère au séisme vu qu'il a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Récapitulatif :**

- **Armatures principales : 4HA8 /ml = 2,01cm<sup>2</sup> / ml (S<sub>t</sub> = 20 cm).**
- **Armatures de répartition : 3HA8 /ml = 1,50 cm<sup>2</sup> / ml (S<sub>t</sub> = 25 cm).**

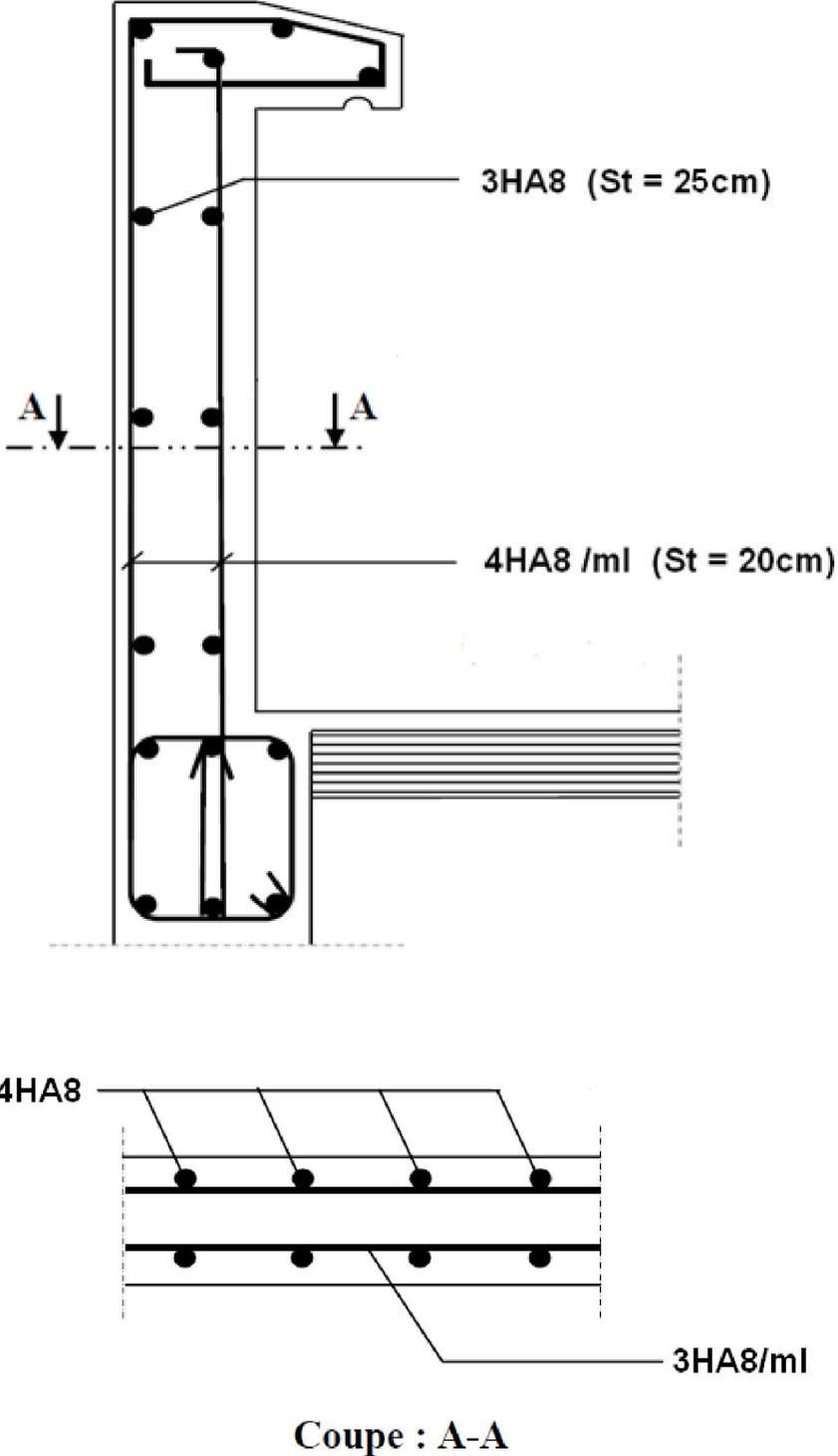


Fig. III.4: Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

*Chapitre*

*IV*

*Modélisation de la structure*

### IV.1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On considère une analyse de structure sous un chargement dynamique un modèle simplifié qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure. ETABS utilise la Méthode des Eléments Finis.

- **Calcul des charges horizontales et verticales :**

A l'aide du logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales E représentées par le séisme. Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

- **Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ses dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- **Méthode appliquées :**

- **Condition complémentaires :**

- Bâtiment est implanté dans une zone de séismicité moyenne IIa et classé selon son importance dans le groupe 2.

Il faut vérifier que  $H < 23\text{m}$  avec 7 niveaux.

$H = 38.49\text{m} > 23\text{ m}$  condition non vérifiée

- La structure présente une dissymétrie en plan.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

- **La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale a pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

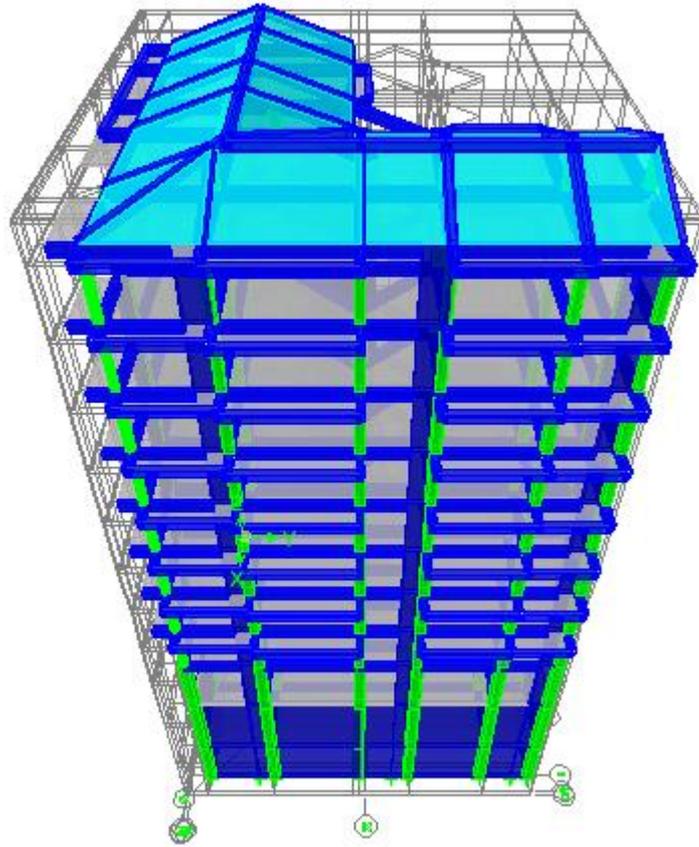
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II<sub>a</sub>**.
- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble).
- La structure à étudiée fait **38,49 m** (RDC + 08étages + 02Sous-sol) de hauteur.

**IV.2 Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (02Sous-sol+RDC+08étages) encastrée à sa base.

Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer la structure en zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 99 modifié en 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges.



**Fig. IV.1** : Modèle 3D de la structure.

### IV.3 Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voiles porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à une forme rectangulaire non symétrique nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$  ( $L$  : la plus grande portée du plancher Perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

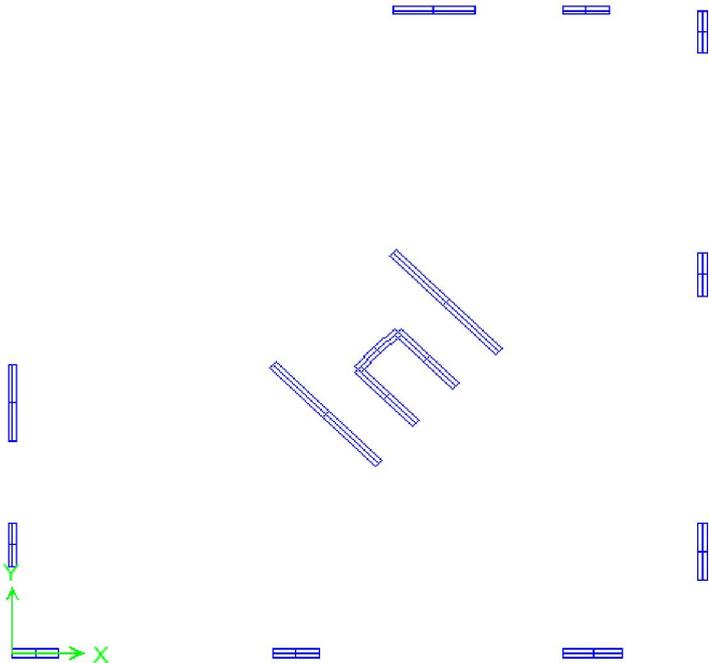


Fig. IV.2 : Disposition des voiles dans les différents étages.

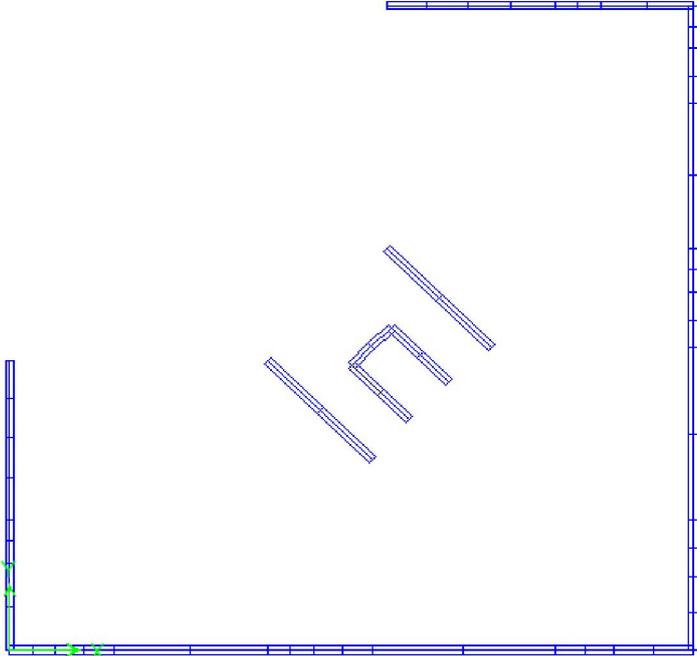
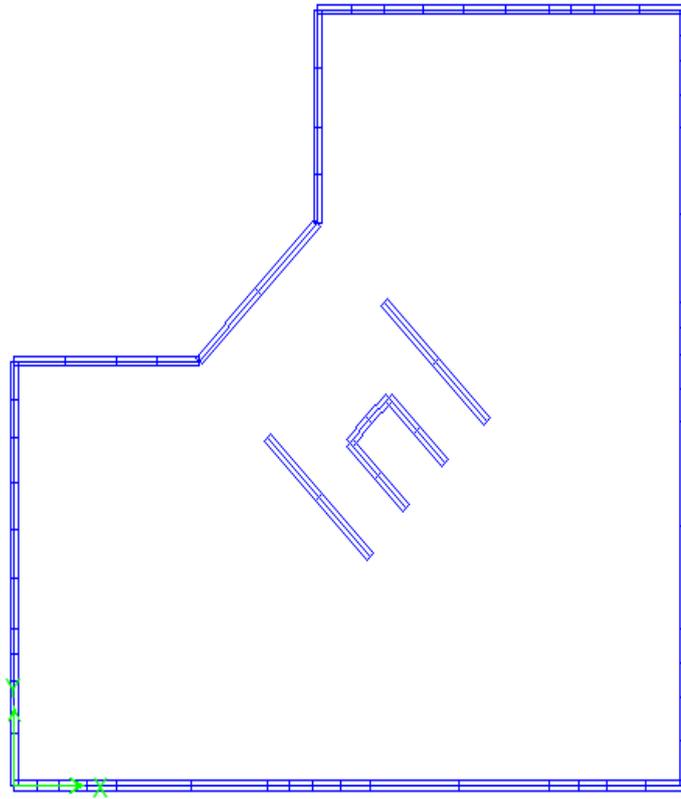


Fig. IV.3 : Disposition des voiles dans le sous-sol 1.



**Fig. IV.4** : Disposition des voiles dans le sous-sol 2.

### IV.3 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: (**RPA 2003/Art 4.3.3**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

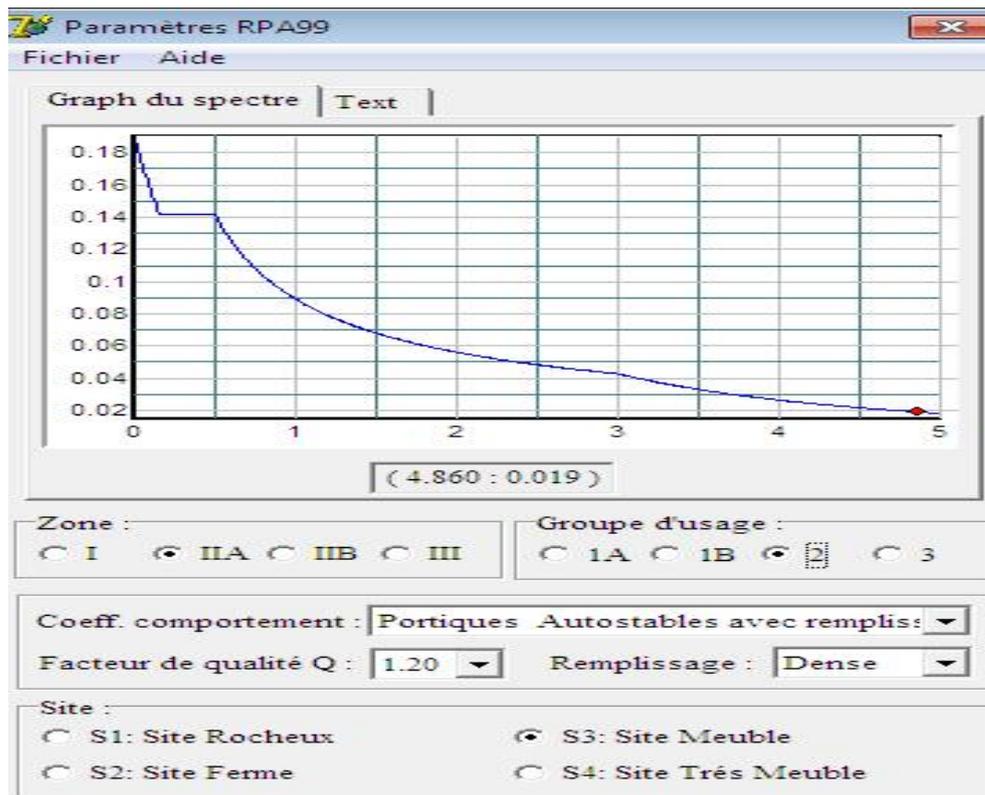


Fig. IV.5 : Spectre de réponse de calcul.

**T (sec)** : la période avec une précision de 0.81 sec.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure. 
$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,15 [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

IV.4 Calcul du pourcentage de participation des voiles :

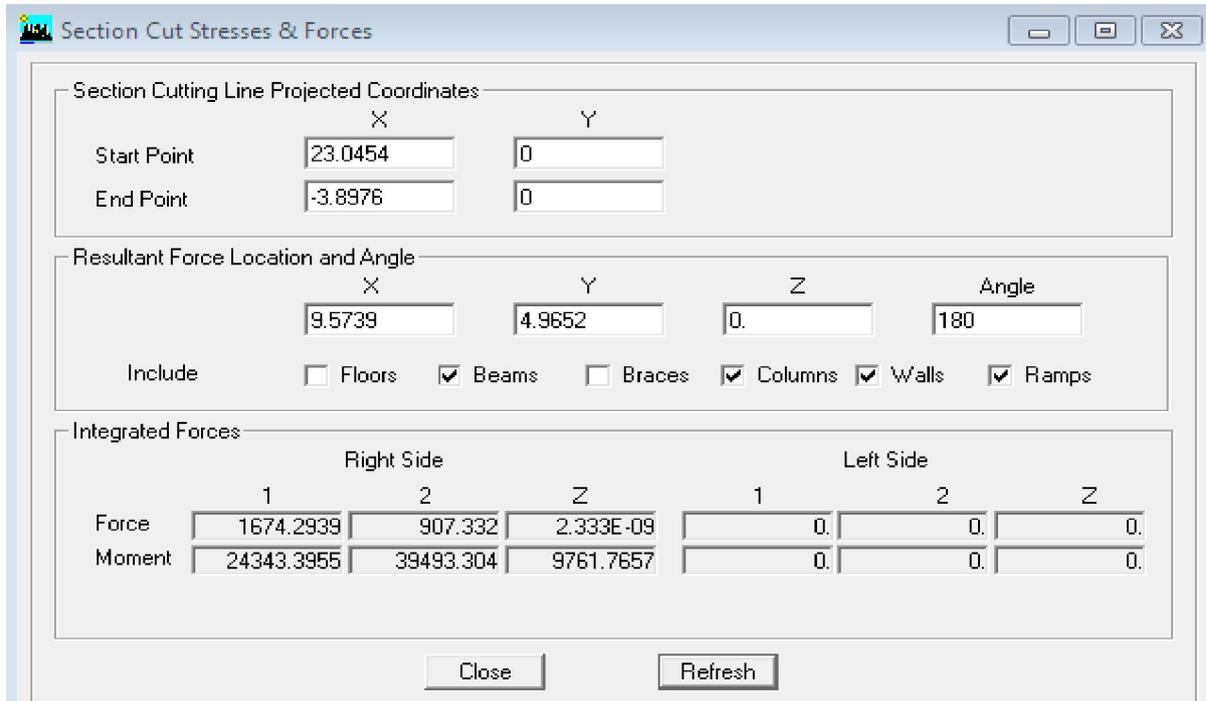


Fig. IV.6 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

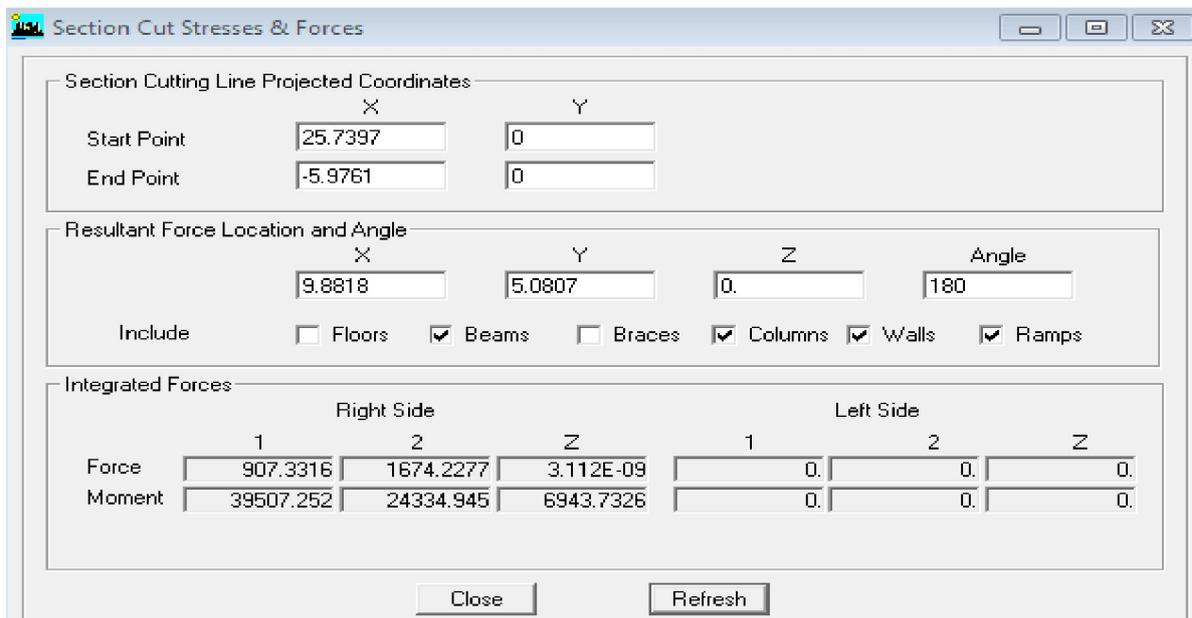


Fig. IV.7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

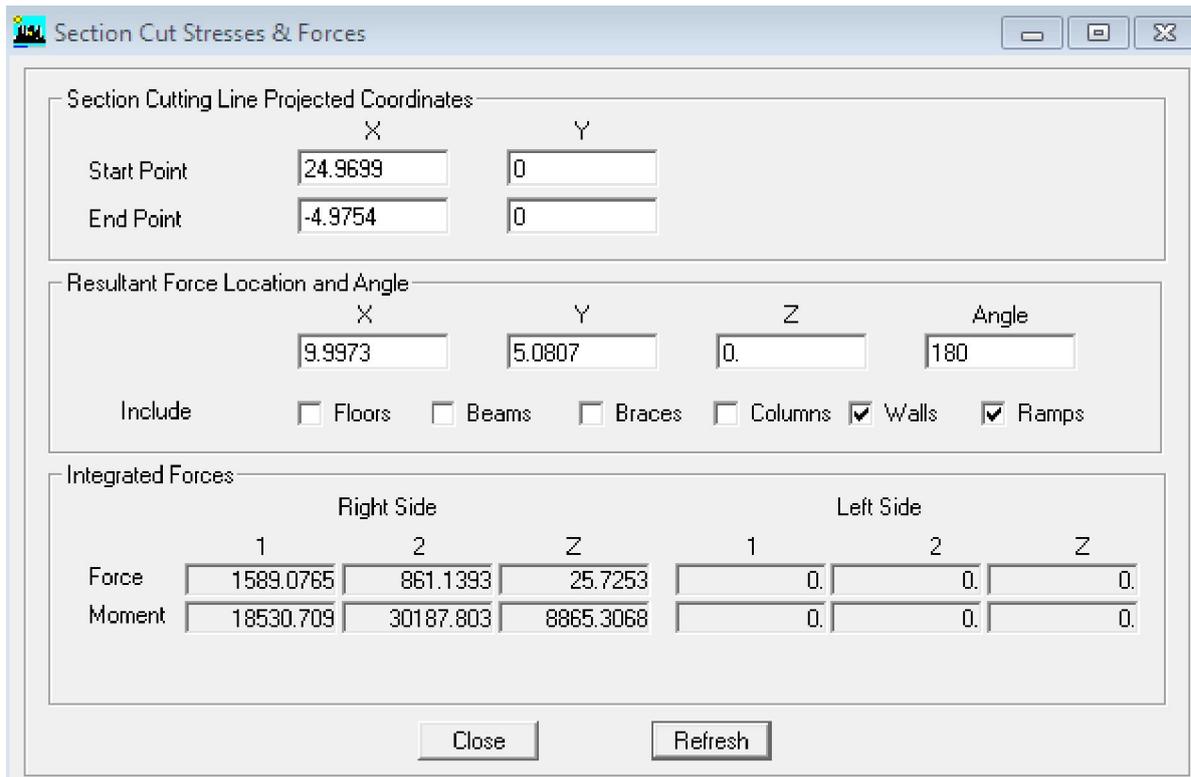


Fig. IV.8 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

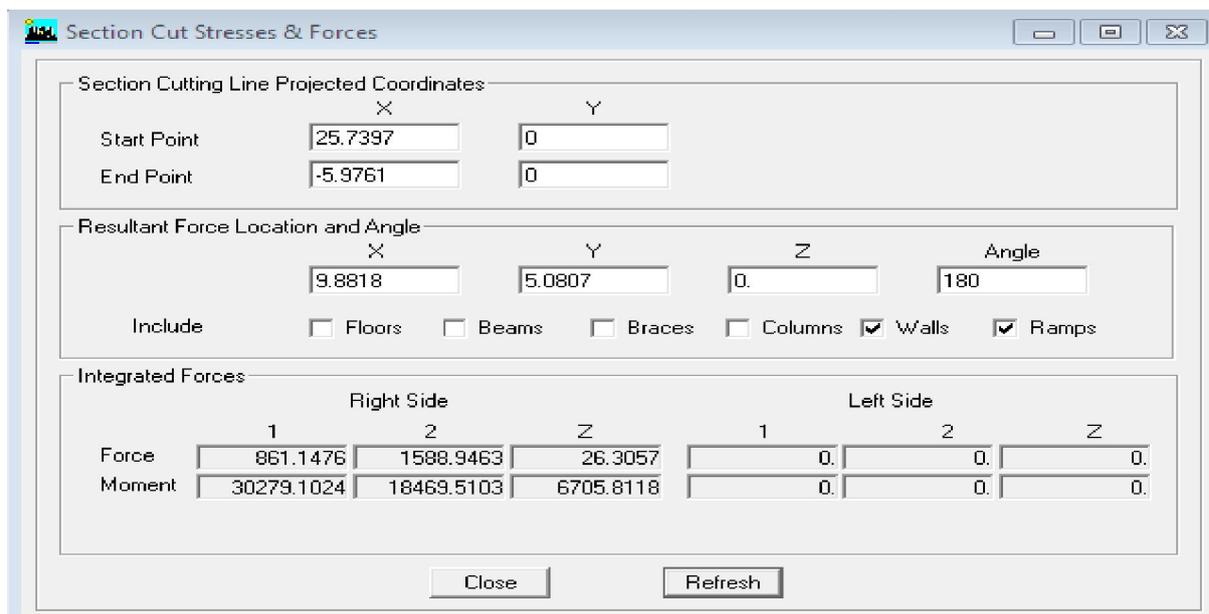


Fig. IV.9 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

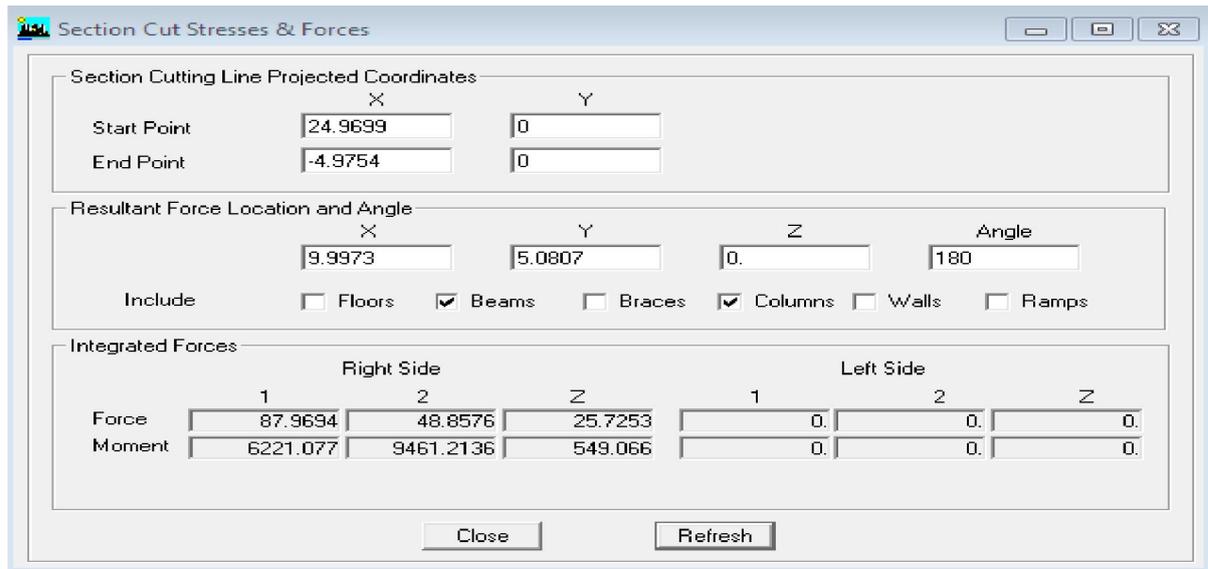


Fig. IV.10 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

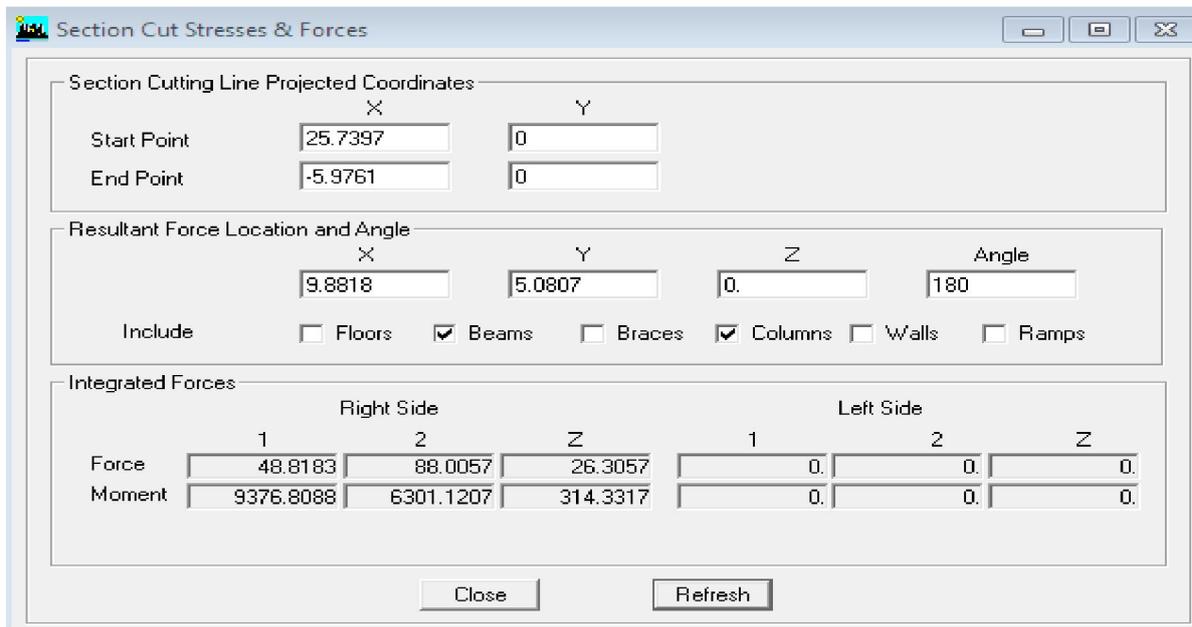


Fig. IV.11 : Efforts repris par les portiques selon Ey

- **Remarque :**

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

**Suivant xx :**

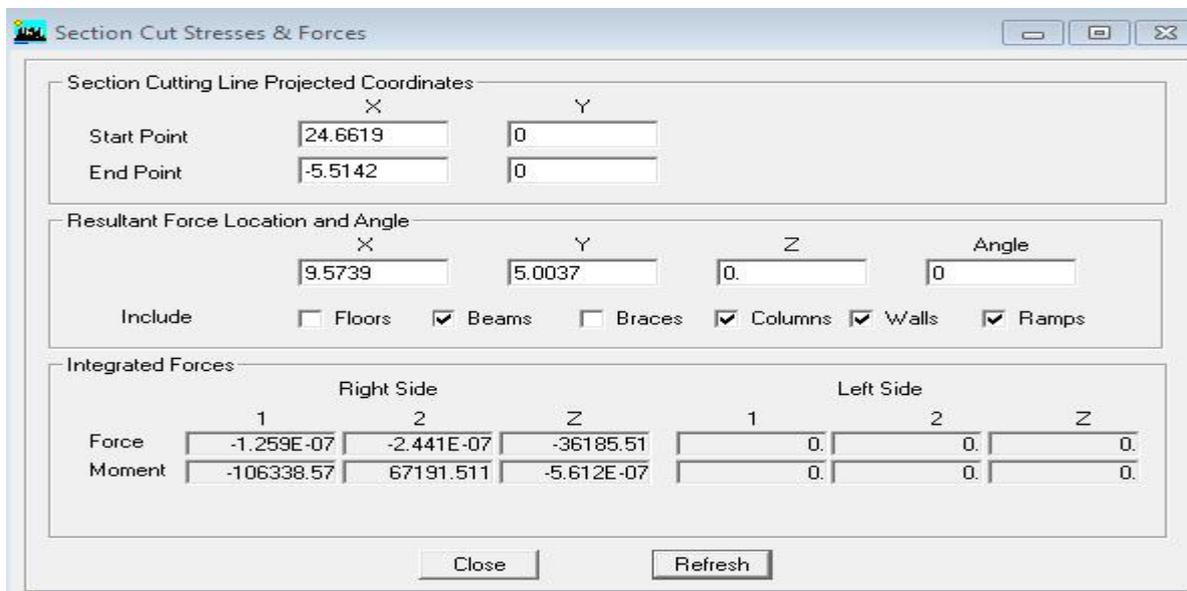
Efforts repris par l'ensemble : **1674.2939 KN**  
 Efforts repris par les portiques : **87.9694KN**  
 Efforts repris par les voiles : **1589.0765 KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.25%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **94.75 %**

**Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1674.2277 KN**  
 Efforts repris par les portiques : **88.0057 KN**  
 Efforts repris par les voiles : **1588.9463 KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.25 %**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **94.75%**



**Fig. IV.12 :** Charges verticales reprise par l'ensemble

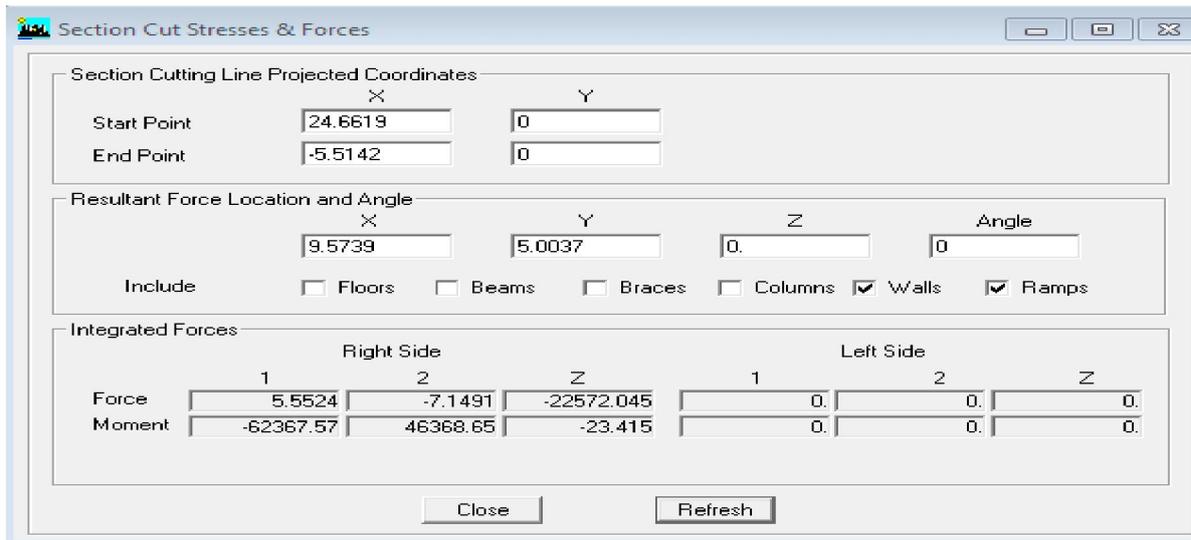


Fig. IV.13 : Charges verticales reprise par les voiles

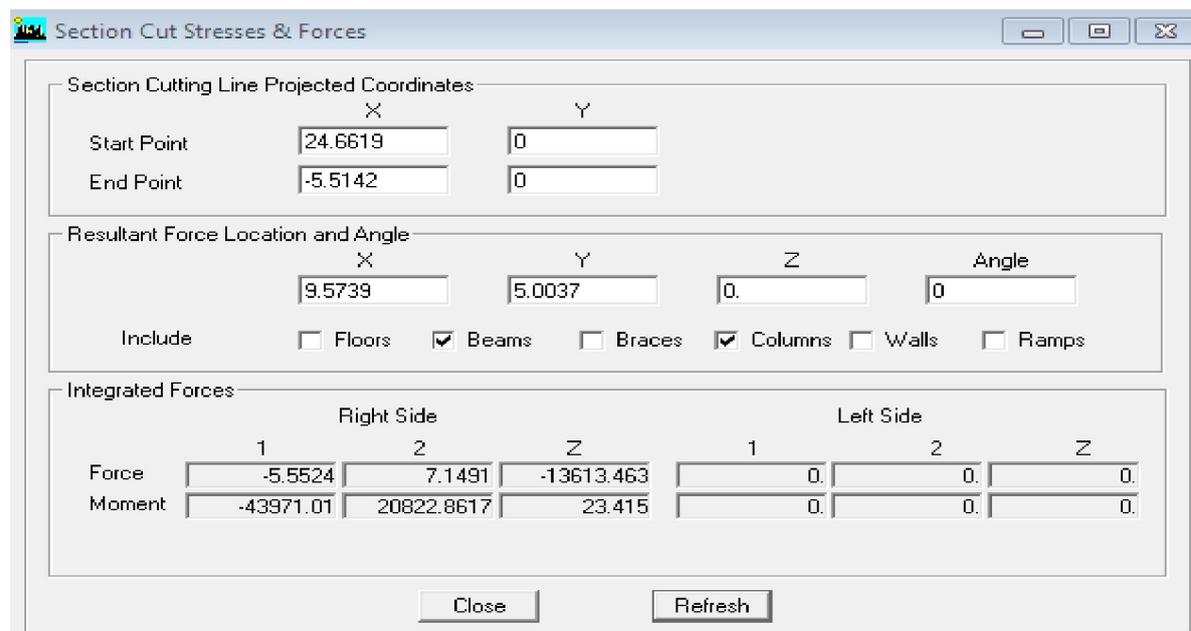


Fig. IV.14 : Charges verticales reprise par les portiques

**Charges verticales reprise par les portiques : 13613.463 KN (37.62%)**

**Charges verticales reprise par les voiles: 22572.045 KN (62.38%)**

Le système est constitué de voiles et de portiques. Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

## IV.5 Calcul du facteur de qualité Q :

- Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :

- Sens xx :

Critère q	Pénalité Pq
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$$

- Sens yy :

Critère q	Pénalité Pq
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$$

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T (sec)	Sa/g						
0.000	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070
0.190	0.180	0.180	0.170	0.160	0.160	0.150	0.150
0.080	0.090	0.100	0.110	0.120	0.130	0.140	0.150
0.140	0.130	0.130	0.120	0.120	0.110	0.110	0.099
0.160	0.170	0.180	0.190	0.200	0.210	0.220	0.230
0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099
0.240	0.250	0.260	0.270	0.280	0.290	0.300	0.310
0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099
0.320	0.330	0.340	0.350	0.360	0.370	0.380	0.390
0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099
0.400	0.410	0.420	0.430	0.440	0.450	0.460	0.470
0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099
0.480	0.490	0.500	0.510	0.520	0.530	0.540	0.550
0.099	0.099	0.099	0.098	0.097	0.095	0.094	0.093
0.560	0.570	0.580	0.590	0.600	0.610	0.620	0.630
0.092	0.091	0.090	0.089	0.088	0.087	0.086	0.085
0.640	0.650	0.660	0.670	0.680	0.690	0.700	0.710
0.084	0.083	0.082	0.082	0.081	0.080	0.079	0.079
0.720	0.730	0.740	0.750	0.760	0.770	0.780	0.790
0.078	0.077	0.076	0.076	0.075	0.074	0.074	0.073
0.800	0.810	0.820	0.830	0.840	0.850	0.860	0.870
0.073	0.072	0.071	0.071	0.070	0.070	0.069	0.069
0.880	0.890	0.900	0.910	0.920	0.930	0.940	0.950
0.068	0.068	0.067	0.067	0.066	0.066	0.065	0.065
0.960	0.970	0.980	0.990	1.000	1.010	1.020	1.030
0.064	0.064	0.063	0.063	0.063	0.062	0.062	0.061

**Tableau IV.1** : Les valeurs de spectre de réponse

#### IV.6 Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode  $K$ .

Dans notre cas  $N=09$  niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9} = 9)$

Donc :  $K=09$  nombre de modes.

#### IV.7 Combinaison des réponses modales :

- a) Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i, T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ ) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

$E$  : effet de l'action sismique considéré

$E_i$  : valeur modale de  $E$  selon le mode «  $i$  »

$K$  : nombre de modes retenus

#### IV.8 Caractéristiques géométriques de la Structure :

NIVEAUX	Masse suivant X	Masse suivant Y	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle
			Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	Ex	ey	ex= ey
<b>ÉTAGE8</b>	237.896	237.896	11.65	7.73	10.82	8.63	0.83	-0.9	0,9735
<b>ÉTAGE7</b>	287.372	287.372	11.66	7.80	10.82	8.63	0.84	-0.83	
<b>ÉTAGE6</b>	291.916	291.916	11.58	7.79	10.80	8.65	0.78	-0.86	
<b>ÉTAGE5</b>	297.491	297.491	11.62	7.79	10.77	8.69	0.85	-0.9	
<b>ÉTAGE4</b>	294.064	294.065	11.55	7.76	10.72	8.74	0.83	-0.98	
<b>ÉTAGE3</b>	301.07	301.071	11.61	7.79	10.66	8.70	0.95	-0.91	
<b>ÉTAGE2</b>	305.651	305.651	11.61	7.80	10.68	8.61	0.93	-0.81	
<b>ÉTAGE1</b>	305.816	305.817	11.61	7.80	10.70	8.50	0.91	-0.7	
<b>RDC</b>	332.769	332.769	10.82	8.58	11.03	8.43	-0.21	0.15	
<b>SSOL1</b>	443.831	443.831	11.06	8.39	11.93	8.15	-0.87	0.24	
<b>SSOL2</b>	508.407	508.407	11.02	8.43	11.42	8.05	-0.4	0.38	

Tableau IV.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

- L'excentricité :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle : (RPA99ver 2003/Art 4.2.7)**

$$e_x = e_y = 0,05 \times 19,47 = 0,973 \text{ m}$$

**b) Excentricité théorique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = X_{CM} - X_{CR} \rightarrow E_x = 0.83 \text{ m} < 0,973 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = Y_{CM} - Y_{CR} \rightarrow E_y = -0.9 \text{ m} < 0,973 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**IV.9 Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Mode	Période	Somme UX	Somme UY	Mode	Période	Somme UX	Somme UY
<b>1</b>	0.817994	28.4462	28.4575	<b>16</b>	0.035395	89.766	89.8736
<b>2</b>	0.64959	56.7937	57.011	<b>17</b>	0.035038	89.9159	89.9506
<b>3</b>	0.590048	57.6112	57.578	<b>18</b>	0.032748	92.247	91.5848
<b>4</b>	0.244102	62.8601	62.8736	<b>19</b>	0.032464	94.3242	94.3344
<b>5</b>	0.170812	63.1878	63.4931	<b>20</b>	0.028522	94.4707	94.4875
<b>6</b>	0.164893	70.9592	70.9476	<b>21</b>	0.026753	94.9989	94.9908
<b>7</b>	0.122006	73.2419	73.2231	<b>22</b>	0.025951	96.1488	96.1499
<b>8</b>	0.084998	73.9795	74.0666	<b>23</b>	0.024375	96.2396	96.2418
<b>9</b>	0.074512	78.2792	77.5793	<b>24</b>	0.022921	96.2792	96.2783
<b>10</b>	0.074032	79.184	79.1721	<b>25</b>	0.021981	96.3331	96.3299
<b>11</b>	0.054397	81.1371	81.1832	<b>26</b>	0.020743	96.6763	96.676
<b>12</b>	0.049294	81.157	81.1925	<b>27</b>	0.019043	96.6887	96.6923
<b>13</b>	0.045616	84.9032	84.6767	<b>28</b>	0.018436	96.6888	96.6924
<b>14</b>	0.044979	85.7115	85.6683	<b>29</b>	0.017306	97.1387	96.739
<b>15</b>	0.039789	88.6352	88.6627	<b>30</b>	0.017289	98.836	98.8372

**Tableau IV.3 : Périodes et participations massiques**

- La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 18**.

#### IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V/V_t$ .

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A = 0,15**

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA99ver 2003/Tableau 4.3**)

Dans notre cas : **R = 5**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \begin{matrix} T_1 = 0,15 \text{ sec} ; T_2 = 0,50 \text{ sec.} \\ \text{[Site S3 (RPA} \\ \text{2003/Tableau 4.7)]} \end{matrix}$$

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donné par le tableau 4.2 (RPA99version2003)

Dans notre cas :  $\xi = 10\%$   $\Rightarrow$   $\eta = 0,76 > 0,7$

T : donnée par la formule empirique

- Sens x-x :

$$T_x = \min\left(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 38,49\text{m}$$

❖  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,05$$

❖  $D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 19,47\text{m}$$

$$\begin{cases} T_x = \min\left( (0,05 \times 38,49^{\frac{3}{4}}); \left(0,09 \frac{38,49}{\sqrt{19,47}}\right) \right) \\ T_x = \min(0,772\text{s}; 0,785\text{s}) \longrightarrow T_x = 0,772\text{s} \end{cases}$$

**Donc :**

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \dots T_2 \leq T_x \leq 3,0\text{s} \\ D_x = 1,42 \end{cases}$$

$$C_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1,15}{5} = 0,049$$

- Sens y-y :

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 19,47\text{m}$$

$$\begin{cases} T_y = \min\left[ (0,05 \times 38,49^{\frac{3}{4}}); \left(0,09 \times \frac{38,49}{\sqrt{19,47}}\right) \right] \\ T_y = \min(0,772\text{ s}; 0,785\text{ s}) \longrightarrow T_y = 0,772\text{ s} \end{cases}$$

**Donc :**

$$\begin{cases} Dy = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_y < 3,0s \\ Dy = 1,42 \end{cases}$$

$$C_y = \frac{A \cdot Dy \cdot Q_y}{R} = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1,15}{5} = 0,049$$

$$W = G + \beta Q \quad ; \quad \beta = 0,2 \quad (\text{RPA, page 43}) \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 33371,08 \text{ KN} \\ Q = 5939,73 \text{ KN} \end{array} \right. , \text{ ETABS}$$

$$W = 34559,026 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente :**

$$V_{ST} = 1693,392 \text{ KN} = V_{STx} = V_{STy}$$

$$80\% V_{ST} = 0,8 \times 1693,392 = 1354,713 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

$$\begin{cases} V_x = 1674,29 \text{ KN} \\ V_y = 1674,29 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Application numérique :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 1674,29 \text{ KN} > 80\% V_x = 1354,713 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1674,29 \text{ KN} > 80\% V_y = 1354,713 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.10 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

- **Vérification du déplacement max :**

$$\bar{f} = H / 500$$

$$\bar{f} = 38,49 / 500 = 0,0769 \text{ m (au dernier étage).}$$

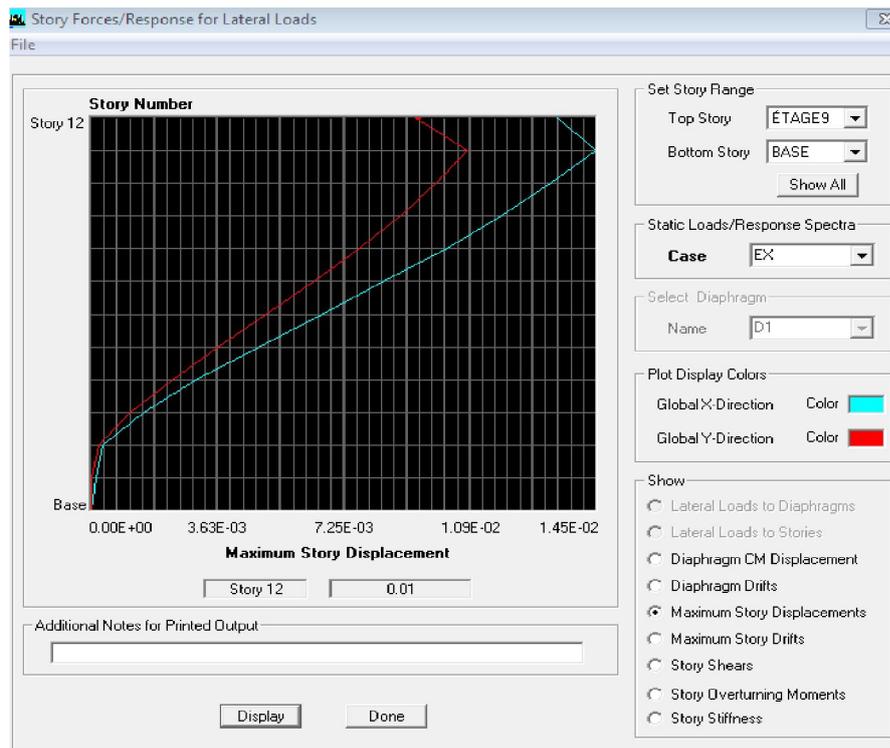


Fig. IV.15 : Vérification des déplacements selon Ex.

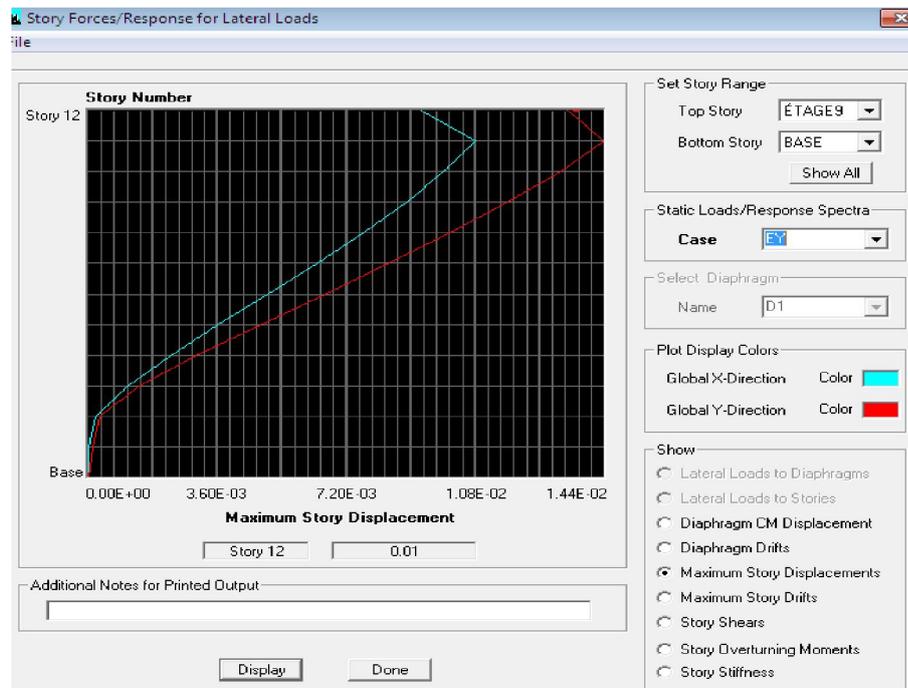


Fig. IV.16 : Vérification des déplacements selon Ey.

• Vérifications des résultats des déplacements Max :

On a bien :  $Ex = 0,01m < \bar{f} = 0,076 m$

$Ey = 0,01 m < \bar{f} = 0,076 m$

⇒ Le déplacement Max est vérifié

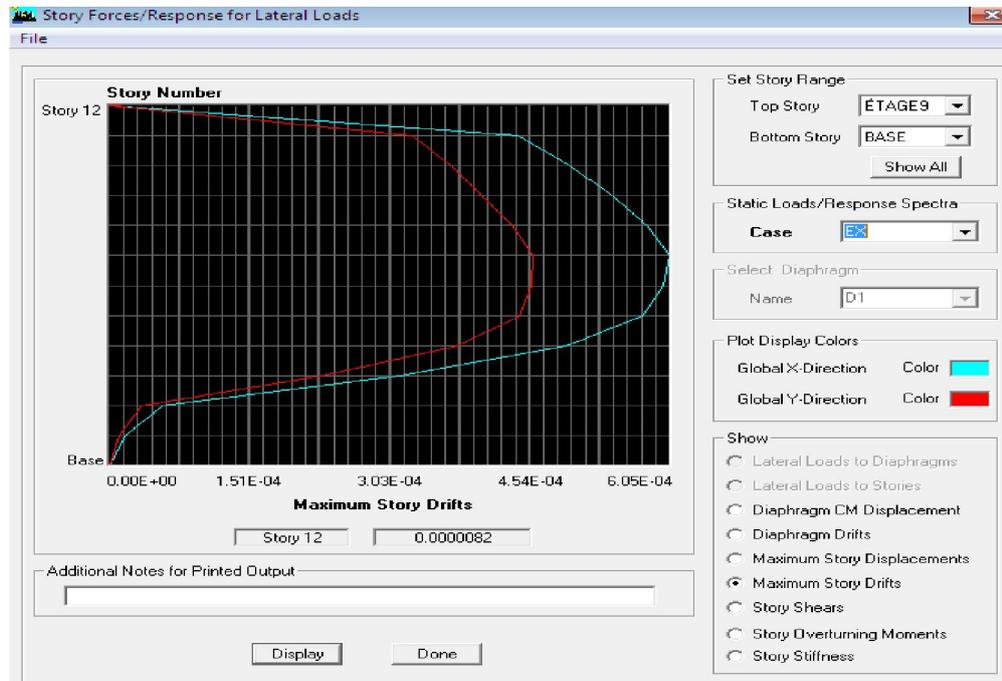


Fig. IV.18 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ex.

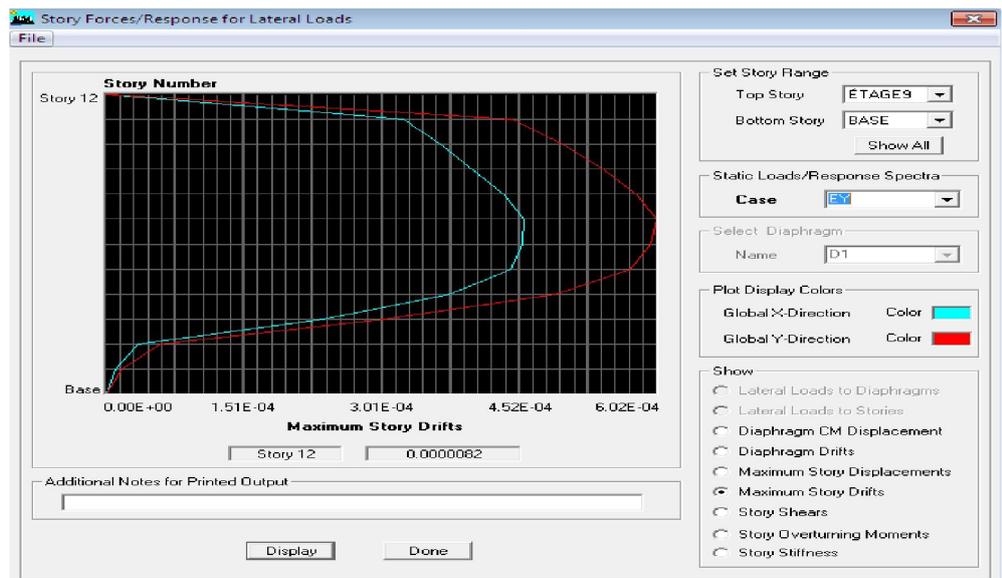


Fig. IV.19 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ey.

Niveau	Dépl (ETABS)		R	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		h	$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$		$1\% \times h$	OBS
	EX	EY		$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$		$\Delta x$	$\Delta y$		
	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$								
étage 8	0.012	0.012	5	0.06	0.06	3.06	0.004	0.004	0.0306	Vérifié
étage 7	0.0112	0.0112	5	0.056	0.056	3.06	0.0065	0.0065	0.0306	Vérifié
étage 6	0.0099	0.0099	5	0.0495	0.0495	3.06	0.007	0.007	0.0306	Vérifié
étage 5	0.0085	0.0085	5	0.0425	0.0425	3.06	0.007	0.0075	0.0306	Vérifié
étage 4	0.0071	0.0070	5	0.0355	0.035	3.06	0.008	0.0075	0.0306	Vérifié
étage 3	0.0055	0.0055	5	0.0275	0.0275	3.06	0.0075	0.0075	0.0306	Vérifié
étage 2	0.0040	0.0040	5	0.02	0.02	3.06	0.0075	0.0075	0.0306	Vérifié
étage 1	0.0025	0.0025	5	0.0125	0.0125	3.06	0.006	0.006	0.0306	Vérifié
RDC	0.0013	0.0013	5	0.0065	0.0065	4.08	0.0065	0.0065	0.0408	Vérifié

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements relatifs.

• **Justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$**  Art 5.9 RPA99 version2003

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

Niveau	P (kN)	$h_k$	Sens xx				Sens yy			
			$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_y$
étage 8	2175,075	<b>3.06</b>	0.007	300,640	919,9584	<b>0,016</b>	0.0075	300,66	920,0196	<b>0,017</b>
étage 7	4810,921	<b>3.06</b>	0.009	527,620	1614,5172	<b>0,026</b>	0.008	528,16	1616,1696	<b>0,023</b>
étage 6	5317,134	<b>3.06</b>	0.0095	721,390	2207,4534	<b>0,022</b>	0.01	721,94	2209,1364	<b>0,024</b>
étage 5	5418,324	<b>3.06</b>	0.0115	884,470	2706,4782	<b>0,023</b>	0.0105	885,05	2708,2530	<b>0,021</b>
étage 4	5439,808	<b>3.06</b>	0.0115	1024,93	3136,2858	<b>0,019</b>	0.012	1025,45	3137,8770	<b>0,02</b>
étage 3	5493,606	<b>3.06</b>	0.012	1143,78	3499,9668	<b>0,018</b>	0.012	1144,20	3501,2520	<b>0,018</b>
étage 2	5591,469	<b>3.06</b>	0.012	1238,87	3790,9422	<b>0,017</b>	0.0115	1239,28	3792,1968	<b>0,016</b>
étage 1	5638,928	<b>3.06</b>	0.011	1311,80	4014,1080	<b>0,015</b>	0.0105	1312,18	4015,2708	<b>0,014</b>
RDC	5706,239	<b>4.08</b>	0.0125	1375,64	5612,6112	<b>0,012</b>	0.0135	1375,93	5613,7944	<b>0,013</b>

Tableau IV.5 : Vérification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$

**Remarque :**

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

**Conclusion :**

- Efforts tranchants à la base est vérifiée.
- Excentricité est vérifiée.
- Déplacement maximal est vérifié.
- Déplacement relatif inter-étage est vérifié.
- L'effet  $P - \Delta$  est vérifié.

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferraillez la structure.

*Chapitre*

*V*

*Résultats d'étude aux  
chargements*

**V.1 Introduction :**

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailrages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

- **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU :  $1,35G + 1,5 Q$

ELS :  $G + Q$

- **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme.

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

**a) Portique :**

Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
	ELU	ELS		
<b>Poutres</b>	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$
<b>poteaux</b>	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$

**b) Les voiles :**

Les combinaisons à considérer pour le cas de voiles :

- ELU
- ELS
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.2 Les efforts internes dans les éléments :

V.2.1 Les poteaux :

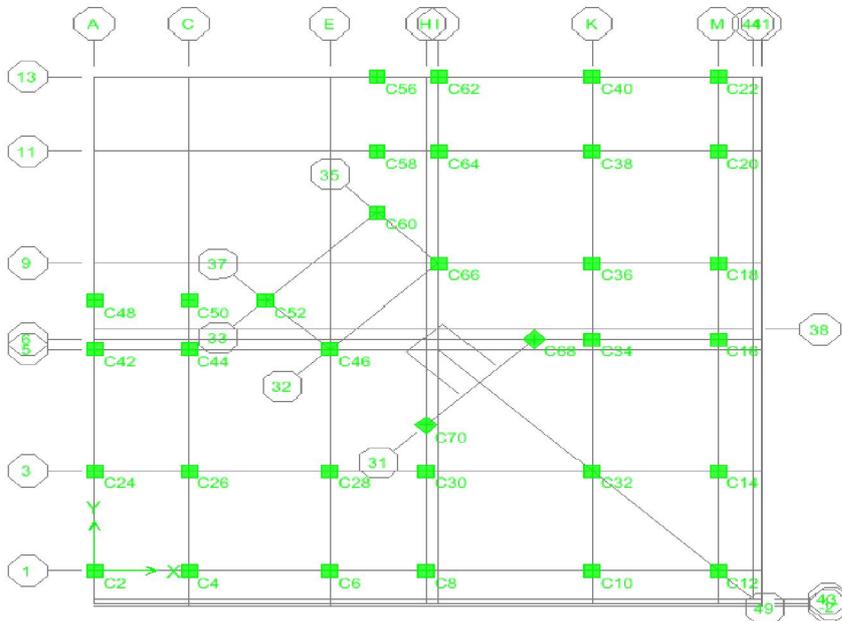


Fig. V.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

- Poteaux (50 x 50):

COMB1.....ELU :

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C32	-1847,1	2,17	-7,08	-8,762	2,813
C56	-53,57	-9,06	3,96	-7,599	18,467
C44	-931,79	-5,61	32,28	62,043	-10,694
C58	-103,08	-22,88	-1,96	3,434	44,759

COMB 2.....ELS

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C32	-1337,96	1,58	-5,08	-6,29	2,049
C56	-39,09	-6,63	2,86	-5,485	13,526
C44	-677,51	-4,07	23,3	44,771	-7,756
C58	-74,81	-16,63	-1,43	2,502	32,539

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-954,05	-22,48	-12,41	-29,316	-51,968
C48	43,15	6,17	30,3	33,843	11,961
C44	-287,36	5,77	29	61,383	15,036
C8	-305,4	23,24	-2,44	0,235	56,037

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C32	-1349,2	0,59	-6,57	-9,443	0,025
C48	31,08	5,75	32,65	29,073	12,831
C44	-514,34	4,34	38,07	78,884	12,291
C58	-136,79	-34,8	-12,7	-25,867	-63,571

**- Poteaux (45 x 45):****COMB 1.....ELU**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-1189,31	-5,56	-13,47	-27,043	-5,844
C64	-482,07	-3,65	5,52	-6,425	4,288
C44	-844,91	-8,73	27,59	49,383	-11,731
C26	-678,68	-18,22	-14,67	-21,968	-26,435

**COMB 2.....ELS :**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-863,38	-3,98	-9,73	-19,458	-4,187
C64	-351,36	-2,68	4,01	-4,672	3,146
C44	-615,03	-6,31	19,94	35,673	-8,492
C26	-494,01	-13,2	-10,61	-15,88	-19,148

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-822,29	-37,52	-14,18	-25,666	-58,522
C64	-109,45	8,89	24,23	20,888	13,785
C20	-229,14	5,79	48,17	72,163	9,152
C4	-426,54	-45,83	-10,62	-16,301	-19,148

**COMB 4.....G + Q ± E :**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-1121,63	-39,36	-17,96	-33,69	-60,38
C64	-220,96	8,18	25,57	19,327	14,634
C20	-380,74	5,8	52,29	78,173	9,272
C4	-580,41	-48,57	-13,88	-21,249	-72,484

**- Poteaux (40 x 40):****COMB 1.....ELU**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C68	-696,97	-7,33	-4,21	-6,268	-10,301
C32	-208,32	10,82	-16,97	-18,944	-12,109
C38	-262,53	5,8	24,83	36,84	8,622
C26	-284,4	-17,93	-13,24	-19,26	-26,588

**COMB 2.....ELS**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-505,89	-5,2	-3,11	-4,625	-7,3
C32	-151,49	7,86	-12,3	13,732	-8,791
C38	-191,24	4,21	17,98	26,679	6,265
C26	-207	12,99	-9,57	-14,172	-19,26

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-422,59	-31,34	-10,04	-14,857	-46,56
C64	-75,94	5,47	18,83	15,145	11,254
C20	-165,68	4,28	36,33	55,69	6,423
C4	-253,64	-34,27	-8,31	-12,65	-52,478

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-598,55	-34,04	10,74	-15,909	-50,396
C34	-131,75	4,31	24,18	9,178	30,073
C20	-264,91	4,31	40,47	61,942	6,486
C4	-353,73	-37,3	-11,04	-16,868	-57,013

- Poteaux (35 x 35):

**COMB 1.....ELU**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-297,37	-7,77	-2,92	-4,205	-11,396
C32-1	238,25	-18,51	23,05	-26,144	21,185
C40-1	-50,03	9,1	32,24	28,861	6,638
C24-1	-45,03	-30,71	-6,13	-3,619	-26,347

**COMB 2.....ELS**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-215,53	-5,53	-2,16	-3,118	-8,111
C32-1	172,8	-13,36	16,73	-18,955	15,33
C40-1	-36,39	6,57	23,36	20,903	4,802
C24-1	-32,76	-22,24	-4,42	-2,622	-19,077

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-181,71	-14,09	-8,88	-13,021	-20,978
C32-1	115,96	-0,35	17,79	-6,144	16,788
C30	21,33	7,43	22,97	34,858	10,714
C4	-93,43	-22,11	-5,5	-7,954	-32,31

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M <sub>X</sub> (KN.m)	M <sub>Y</sub> (KN.m)
C8	-258,93	-16,81	-9,32	-13,625	-24,979
C32-1	177,02	-5,55	23,59	-12,89	22,467
C30	10,33	7,83	27,76	42,393	11,291
C4	-134,13	-26,14	-7,66	-11,16	-38,073

**V.2.2 Les Poutres :****a) Plancher de sous-sole au 8<sup>ème</sup> étage :****- Poutres principales (30 x 45) :****COMB 1.....ELU :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B71	-98,51	-97,314
B69	9,2	54,441

**COMB 2.....ELS :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B71	-71,27	-70,377
B69	6,65	38,965

**COMB 3.....0,8G ± E et G + Q ± E :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B254	-126,09	-108,82
B21	70,51	95,95

**b) - Poutres secondaire (30 x 45) :**

**COMB 1.....ELU :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B249	-84,38	-75,964
B42	-35,5	54,02

**COMB 2.....ELS :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B249	-61,25	-55,109
B42	-25,56	39,022

**COMB 3.....0,8G ± E et G + Q ± E :**

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B249	-120,71	-108,734
B60	73,02	93,421

### V.2.3 Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I : *Sous - Sol et RDC*
- Zone II : 1<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage.
- Zone IV : 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :  $v = v' = L/2$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. ( $S = L \times e$ ).

I : le moment d'inertie du voile.  $I = e \times L^3/12$

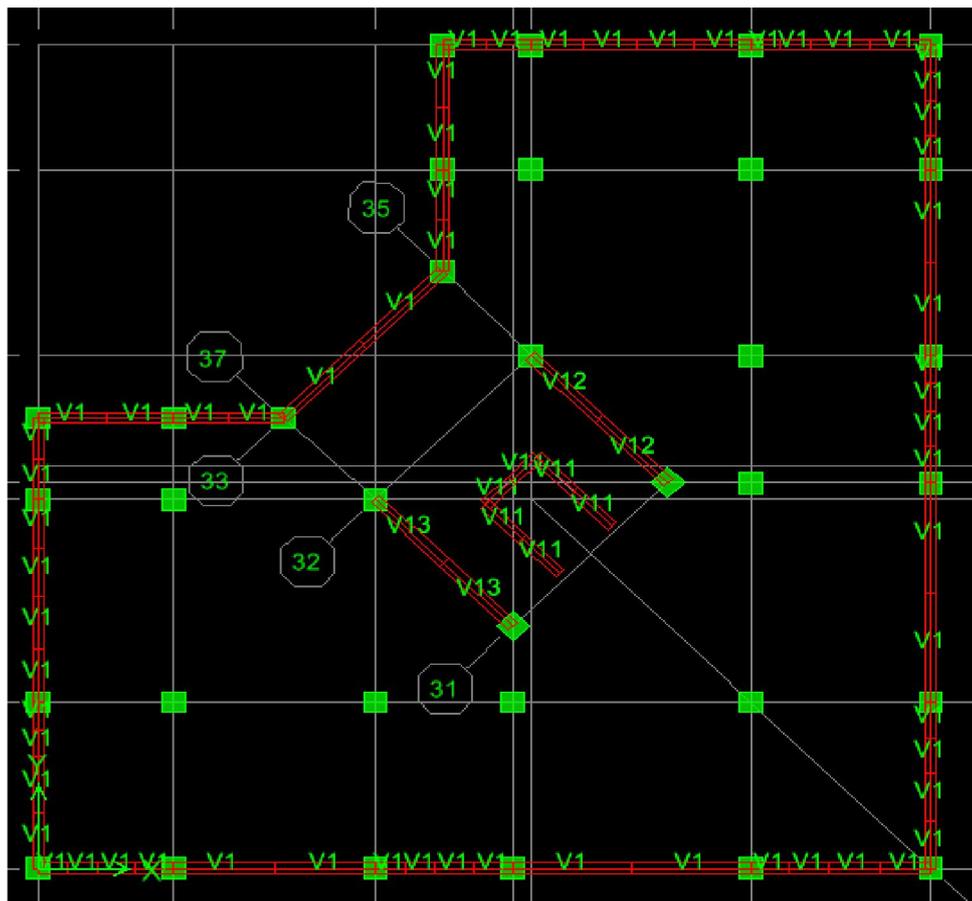


Fig. V.2 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

• Les résultats des contraintes des voiles :

- Zone I : Sous-Sol et RDC

Voile L = 19.47 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V1	ELU	-30815.13	-33.31	20.93	4332.454	9.07	3.58
V1	ELS	-22475.26	-24.23	15.42	31483.712	6.61	2.62
V1	08G±E	-17080.04	1612.81	913.87	58696.373	7.22	-0.2
V1	G+Q±E	-24553.29	1604.76	917.55	69322.711	9.43	0.65

Voile L = 1.30 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V10	ELU	-1344.37	-12.12	11.8	-58.88	3.3	4.97
V10	ELS	-980.93	-8.83	8.55	-42.762	2.41	3.62
V10	08G±E	-892.14	-132.31	-0.99	-535.544	8.01	-7.19
V10	G+Q±E	-1254.28	-135.15	2.11	-550.235	11.67	-3.95

Voile L = 2.40 m , e = 25 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V11	ELU	-1578.44	-5.77	-2.01	147.753	3.24	2.01
V11	ELS	-1160.27	-4.16	-1.44	107.078	2.37	1.48
V11	08G±E	-935.82	101.92	77.31	1112.52	6.19	-3.07
V11	G+Q±E	-1263.97	100.28	76.73	-550.235	6.87	-2.66

Voile L = 4.25 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V12	ELU	-3406.45	-10.68	-14.6	509.233	3.88	2.52
V12	ELS	-2487.08	-8.09	-10.48	369.479	2.83	1.84
V12	08G±E	-1655.07	234.49	14.33	3648.314	6.4	-3.28
V12	G+Q±E	-2445.1	234.17	9.84	3776.557	7.32	-2.71

Voile L = 4.25 m , e = 25 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V13	ELU	-3846.37	-42.14	16.31	623.199	4.44	2.79
V13	ELS	-2803.42	-30.56	11.71	451.55	3.23	2.03
V13	08G±E	-1839.09	223.32	26.89	3660.001	6.59	-3.13
V13	G+Q±E	-2760.98	212.52	31.94	3778.782	7.61	-2.42

Voile L = 2.30 m , e = 25 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V14	ELU	-1411.48	42.56	12.42	200.764	3.36	1.54
V14	ELS	-1034.33	31.05	8.94	146.82	0.89	-0.43
V14	08G±E	-246.84	240	12.27	1364.855	6.62	-5.76
V14	G+Q±E	-601.71	249.59	15.92	1407.853	7.43	-5.34

Voile L = 2.30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V15	ELU	-1547.36	-41.32	9.04	-259.018	1.51	3.86
V15	ELS	-1132.07	-30.2	6.54	-188.646	1.11	2.82
V15	08G±E	-1239.55	-240.88	-2.85	-1397.741	8.49	-4.18
V15	G+Q±E	-1567.65	-249.84	-0.45	-1458.45	9.34	-3.89

Voile L = 19.47m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V2	ELU	-27663.41	130.96	-157.71	2308.009	5.82	5.53
V2	ELS	-20189.08	95.59	-114.62	1574.629	4.24	4.04
V2	08G±E	-13507.18	2403.21	1461.5	31590.86	4.77	0.77
V2	G+Q±E	-19721.81	2432.58	1422.71	32877.839	6.13	1.97

Voile L = 1.30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V3	ELU	-1400.12	13.45	17.64	45.466	4.95	3.66
V3	ELS	-1022.89	9.75	12.71	33.116	3.61	2.67
V3	08G±E	-501.39	131.88	14.01	526.523	9.01	-5.93
V3	G+Q±E	-808.45	135.33	19.15	537.198	10.11	-5.14

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V4	ELU	-1470.48	-1.6	0.83	-30.846	-4.08	-4.96
V4	ELS	-1073.27	-1.28	0.6	-22.653	2.98	3.62
V4	08G±E	-1192.75	-117.91	-8.19	-533.093	11.24	-3.9
V4	G+Q±E	-1581.03	-117.5	-7.96	-539.033	12.51	-2.79

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V5	ELU	-2143.51	-13.87	-8.82	-42.184	5.99	7.19
V5	ELS	-1562.31	-10.02	-6.42	-30.55	4.37	5.24
V5	08G±E	-1361.86	-154.03	-8.92	-626.743	13.09	-4.71
V5	G+Q±E	-1857.76	-157.85	-11.05	-637.843	14.76	-3.33

Voile L = 1,70 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V6	ELU	-2530.77	-26.52	-11.23	-84.347	5.25	6.65
V6	ELS	-1843.53	-19.25	-8.15	61.203	4.84	3.82
V6	08G±E	-1612.88	-224.84	-11.57	-1059.981	12.59	-5
V6	G+Q±E	-2205.64	-231.56	-14.4	-1081.407	14.17	-3.79

Voile L = 1,70 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V7	ELU	-2186.22	28.52	-23.14	101.614	5.98	4.3
V7	ELS	-1589.24	20.55	-16.61	73.477	4.34	3.12
V7	08G±E	-679.16	225.13	-3.19	1070.075	10.48	-7.28
V7	G+Q±E	-1214.31	233.37	-10.3	1097.674	11.97	-6.25

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V8	ELU	-2306.61	12.95	-20.25	52.739	7.84	6.34
V8	ELS	-1678.83	9.46	-14.56	38.471	5.71	4.61
V8	08G±E	-834.75	155.39	-3.84	637.482	11.62	-6.48
V8	G+Q±E	-1384.86	158.23	-9.92	649.462	13.48	-4.96

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V9	ELU	-1485.69	4.29	-1.85	40.694	5.14	3.99
V9	ELS	-1085.59	3.2	-1.31	29.846	3.76	2.91
V9	08G±E	-265.64	119.81	8.08	541.666	8.5	-6.87
V9	G+Q±E	-637.12	120.29	7.41	549.781	9.76	-5.84

### - Zone II : Étages (1, 2,3)

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V10	ELU	-1076.94	-7.49	18.34	-25.683	3.68	4.59
V10	ELS	-786.52	-5.39	13.28	-18.553	2.69	3.35
V10	08G±E	-705.53	-99.49	-1.4	-206.114	6.37	-0.94
V10	G+Q±E	-943.58	-101.68	3.43	-213.22	7.41	-0.15

Voile L = 2.40 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V11	ELU	-1578.44	5.43	-2.27	147.753	3.68	2.28
V11	ELS	-1160.27	3.99	-1.62	107.078	2.7	1.69
V11	08G±E	-809.17	94.54	137.95	727.849	4.97	-1.91
V11	G+Q±E	-1105.66	95.57	137.14	766.321	5.72	-1.53

Voile L = 4.25 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V12	ELU	-3136.95	11.39	-16.24	571.848	4.64	2.74
V12	ELS	-2292.25	8.25	-11.68	413.132	3.38	2.01
V12	08G±E	-1316.511	369.5	32.71	3052.511	6.61	-3.52
V12	G+Q±E	-2001.3	372.52	27.83	3210.444	7.68	-2.97

Voile L = 4.25 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V13	ELU	-3520.13	0.3	23.59	573.467	5.09	3.18
V13	ELS	-2568.61	0.34	16.98	415.14	3.71	2.33
V13	08G±E	-1482.74	365.92	49.85	3070.379	6.84	-3.35
V13	G+Q±E	-2276.51	365.12	56.8	322.889	3.21	2.14

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V14	ELU	-866.14	5.2	18.68	58.239	2.21	1.55
V14	ELS	-684.63	3.66	13.53	42.183	1.72	1.24
V14	08G±E	-197	164.59	18.58	710.505	4.45	-3.6
V14	G+Q±E	-447.4	164.81	22.87	718.842	5.04	-3.1

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V15	ELU	-1343.51	11.63	13.17	-74.678	2.49	3.34
V15	ELS	-932.46	8.5	9.53	-54.08	1.72	2.33
V15	08G±E	-1156.5	-162.45	-5.66	-724.575	6.62	-1.59
V15	G+Q±E	-1439.9	-159.89	-2.15	-736.481	7.3	-1.04

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V3	ELU	-1055.46	8.66	24.63	24.563	4.49	3.62
V3	ELS	-771.21	6.25	17.83	17.782	3.28	2.65
V3	08G±E	-383.72	99.12	21.14	204.167	5.1	-2.14
V3	G+Q±E	-614.35	101.54	27.7	210.695	6.1	-1.37

Voile L = 1,30 m , e =20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V4	ELU	-1042.1	35.06	5.75	-70.423	2.75	5.25
V4	ELS	-760.19	25.46	4.19	-51.159	2.01	3.83
V4	08G±E	-336.27	86.19	11.53	216.998	5.14	-2.55
V4	G+Q±E	-648.05	91.47	12.01	222.459	6.44	-1.45

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V5	ELU	1939.69	-13.68	-5.81	-31.005	6.9	8.01
V5	ELS	-1413.83	-9.9	-4.21	-22.345	5.04	5.83
V5	08G±E	-1194.61	-97.02	-9.91	-233.608	0.44	8.74
V5	G+Q±E	-1642.81	-100.71	-11.44	-242.553	2.01	10.62

Voile L = 1,70 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V6	ELU	-1961.48	-37.48	2.08	-76.932	4.97	6.56
V6	ELS	-1469.63	-27.24	1.6	-55.836	3.74	4.9
V6	08G±E	-1440.31	-130.98	-11.54	-385.302	0.23	8.23
V6	G+Q±E	-1973.93	-138.45	-13.31	-399.98	1.65	9.95

Voile L = 1,70 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V7	ELU	-1739.72	30.91	-23.7	81.163	5.95	4.27
V7	ELS	-1264.08	22.4	-17.24	58.853	4.32	3.1
V7	08G±E	-618.69	130.03	-2.83	396.919	5.93	-2.3
V7	G+Q±E	-1101.62	137.25	-10.11	417.334	7.57	-1.09

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V8	ELU	-1877.3	15.19	-6.59	42.589	7.97	6.46
V8	ELS	-1365.97	11.19	-4.69	31.142	5.8	4.7
V8	08G±E	-803.59	97.62	0.87	238.386	7.32	-1.14
V8	G+Q±E	-1306.81	99.85	-4.02	246.262	9.39	0.65

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V9	ELU	-1005.38	-27.18	0.4	63.324	4.99	2.74
V9	ELS	-733.5	-19.75	0.34	46.025	3.63	2
V9	08G±E	-311.46	71.71	9.93	208.851	4.9	-2.5
V9	G+Q±E	-610.15	68.55	9.04	209.083	6.05	-1.36

*- Zone III: Étages (4, 5,6)*

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V10	ELU	-614.91	-8.85	20.03	-17.629	2.06	2.67
V10	ELS	-448.98	-6.38	14.51	-12.731	1.5	1.95
V10	08G±E	-223.57	78.97	16.82	151.24	3.54	-1.82
V10	G+Q±E	-353.81	76.41	22.09	154.181	4.09	-1.37

Voile L = 2.40 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V11	ELU	-1193.74	13.95	0.8	83.058	2.65	1.86
V11	ELS	-875.3	10.12	0.58	60.209	1.94	1.37
V11	08G±E	-581.2	52.44	65.99	234.546	2.59	-0.06
V11	G+Q±E	-820.69	56.02	66.2	256.054	3.04	-0.37

Voile L = 4.25 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V12	ELU	-2007.53	15.54	-16.81	222.896	2.73	1.99
V12	ELS	-1465.96	11.37	-12.12	161.553	1.99	1.45
V12	08G±E	-881.77	241.72	31.13	954.598	2.62	-0.54
V12	G+Q±E	-1326.84	245.02	26.34	1012.207	3.24	-0.12

Voile L = 4.25 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V13	ELU	-2207.11	46.74	28.49	326.568	3.13	2.05
V13	ELS	-1609.85	34	20.56	236.936	2.28	1.5
V13	08G±E	-969.66	259.98	49.53	1020.606	2.85	-0.56
V13	G+Q±E	-1471.97	271.29	57.56	1103.751	3.56	-0.6

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V14	ELU	-635.07	9.28	19.15	26.962	1.53	1.22
V14	ELS	-465.03	6.66	13.87	19.468	1.12	0.9
V14	08G±E	-97.64	91.7	18.54	242.921	1.58	-1.16
V14	G+Q±E	-615.17	-81.3	4.19	-243.328	2.71	-0.4

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V15	ELU	-791.32	4.76	16.66	-21.155	1.6	1.84
V15	ELS	-578.17	3.54	12.06	-15.389	1.16	1.34
V15	08G±E	-517.88	-87.99	-0.81	-251.185	2.55	-0.29
V15	G+Q±E	-656.72	-88.27	4.32	-253.752	2.86	-0.01

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V3	ELU	-599.6	9.13	25.73	18.301	2.63	1.98
V3	ELS	-438.05	6.59	18.63	13.238	1.91	1.44
V3	08G±E	-343.89	-78.17	4.18	-150.296	3.99	-1.34
V3	G+Q±E	-468.94	-75.61	11.03	-153.176	4.52	-0.91

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V4	ELU	-519.34	44.17	6.37	-72.746	0.7	3.28
V4	ELS	-378.37	32.05	4.64	-52.804	0.51	2.39
V4	08G±E	-456.95	-27.98	-8.64	-131.668	4.09	-0.57
V4	G+Q±E	-618.81	-18.31	-7.31	-147.965	5	-2.4

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V5	ELU	-1075.47	-12.8	-2.33	-27.94	3.64	4.63
V5	ELS	-782.88	-9.27	-1.66	-20.199	2.65	3.36
V5	08G±E	-531.44	80.36	6.22	142.217	4.56	-0.48
V5	G+Q±E	-824.31	78.67	5.47	146.748	5.77	0.56

Voile L = 1,70 m , e = 20cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V6	ELU	-1144.18	-42.29	-0.28	58.779	3.97	2.75
V6	ELS	-870.49	-30.77	-0.12	-51.359	2.02	3.09
V6	08G±E	-450.5	61.38	8.81	222.465	3.63	-0.98
V6	G+Q±E	-727.12	51.18	8.15	236.424	4.59	-0.31

Voile L = 1,70 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V7	ELU	-1060.54	33.85	-24.52	61.656	3.75	2.47
V7	ELS	-770.13	24.49	-17.82	44.663	2.72	1.8
V7	08G±E	-575.39	-64.82	-19.6	-210.954	3.88	-0.49
V7	G+Q±E	-833.02	-55.74	-25.63	-222.527	1.4	4.76

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V8	ELU	-1145.4	9.49	-7.7	22.097	4.79	4.01
V8	ELS	-832.76	7.13	-5.49	16.414	3.49	2.91
V8	08G±E	-469.31	77.1	4.25	133.873	4.18	-0.57
V8	G+Q±E	-858.94	-63.52	-12.66	-145.531	0.72	5.88

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V9	ELU	-501.2	-38.65	0.8	64.482	3.07	0.78
V9	ELS	-365.14	-28.07	0.63	46.86	2.23	0.57
V9	08G±E	-232.16	32.32	12.5	128.19	3.16	-1.38
V9	G+Q±E	-388.45	24.98	12.33	141.062	3.99	-1.01

#### Zone IV : Étage( 7, 8)

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V10	ELU	-128.89	-7.99	19.73	22.964	0.9	0.08
V10	ELS	-93.66	-5.77	14.29	16.582	0.65	0.06
V10	08G±E	-44.74	58.93	14.49	145.422	2.75	-2.4
V10	G+Q±E	-76.51	56.68	19.7	151.82	2.98	-2.4

Voile L = 2.40 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V11	ELU	-552.57	19	12..18	-153.293	0.32	1.77
V11	ELS	-400.36	13.8	8.85	-110.883	0.23	1.28
V11	08G±E	-386.46	-39.56	-34.56	-209.589	1.72	-0.26
V11	G+Q±E	-549.96	-34.89	-31.58	-236.518	2.16	-0.07

Voile L = 4.25 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V12	ELU	-396.38	7.92	-29.44	-370.86	1.05	-0.18
V12	ELS	-267.03	5.73	-21.798	-267.462	0.75	-0.13
V12	08G±E	-442.96	-76.64	-28.92	-644.476	1.59	-0.54
V12	G+Q±E	-625.53	-68.35	-33.55	-721.958	1.93	-0.46

Voile L = 4.25 m , e = 20cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V13	ELU	-365.29	45.91	40.99	-464.193	1.2	-0.34
V13	ELS	-263.78	33.2	29.65	-334.947	0.86	-0.24
V13	08G±E	-452.12	-65.6	-9.71	-657.561	1.62	-0.56
V13	G+Q±E	-641.09	-51.06	-2.35	-748.043	1.99	-0.48

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm .

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V14	ELU	-110.99	-2.75	25.86	-43.875	0.49	0
V14	ELS	-194.42	7.31	12.8	-31	0.24	0.6
V14	08G±E	-213.82	-57.27	2.29	-249.507	1.87	-0.95
V14	G+Q±E	-274	-54.04	6.92	-262.175	2.08	-0.89

Voile L = 2.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V15	ELU	181.55	8.52	27.71	41.861	0.63	0.15
V15	ELS	-132.59	6.24	20.06	30.304	0.46	0.11
V15	08G±E	-64.93	61.73	13.98	244.586	1.52	-1.24
V15	G+Q±E	-132.69	64.06	18.71	253.398	1.72	-1.14

Voile L = 1.30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V3	ELU	-127.67	6.73	23.34	-14.706	0.22	0.75
V3	ELS	-192.33	3.62	15.75	-10.599	0.55	0.92
V3	08G±E	-78.94	-59.83	5.22	-140.735	2.8	-2.19
V3	G+Q±E	-110.05	-58.55	11.47	-144.661	2.99	-2.14

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V4	ELU	146.96	69.95	5.76	-121.101	2.71	-1.58
V4	ELS	-106.64	50.7	4.19	-87.788	1.96	-1.14
V4	08G±E	-201.96	-10.86	-5.21	-113.057	2.78	-1.23
V4	G+Q±E	-140.14	22.58	-12.39	-137.016	2.97	-1.89

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V5	ELU	-314.8	-21.15	-5.96	56.01	2.2	0.21
V5	ELS	-227.91	-15.32	-4.31	40.513	1.59	0.15
V5	08G±E	-207.94	49.57	4.57	117.866	2.89	-1.29
V5	G+Q±E	-182.69	14.02	1.93	124.084	2.9	-1.5

Voile L = 1,70 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V6	ELU	-332.76	-76.77	-4.48	174.884	2.79	-0.83
V6	ELS	-241	-55.68	-3.17	126.69	2.02	-0.6
V6	08G±E	-252.39	40.04	6.75	210.619	2.92	-1.44
V6	G+Q±E	-216.34	-23.91	3.55	245.679	3.18	-1.91

Voile L = 1,70 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V7	ELU	-321.57	64.57	-24.8	-150.837	2.51	-0.61
V7	ELS	-232.28	46.66	-18.06	-108.899	1.81	-0.44
V7	08G±E	-290.71	-46.8	-14.31	-196.934	2.89	-1.18
V7	G+Q±E	-255.94	17.75	-24.85	-221.175	3.04	-1.54

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V8	ELU	-320.5	14.77	-11.29	-41.605	0.49	1.97
V8	ELS	-231.83	11.03	-8.15	-30.643	0.34	1.43
V8	08G±E	-324.55	-47.03	-6.41	-117.255	1.24	1.24
V8	G+Q±E	-475	-49.63	-8.25	-114.932	3.86	-0.21

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm

Elément	comb	N(KN)	T <sub>X</sub> (KN)	T <sub>Y</sub> (KN)	M(KN.m)	σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)
V9	ELU	-135.72	-60.82	-0.44	106.589	2.41	-1.37
V9	ELS	-98.35	-44.1	-0.28	77.307	1.75	-0.99
V9	08G±E	-120.65	11.59	9.13	110.051	2.41	-1.48
V9	G+Q±E	-65.33	-15.48	16.45	126.441	2.49	-1.99

*Chapitre*

*VI*

*Ferraillage des éléments  
structuraux*

**svVI.1 Introduction :**

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (Résultats d'étude aux chargements) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux.

**VI.2 Ferraillage des Poteaux:**

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

**VI.2.1 Armatures longitudinales :**

D'après le (RPA99ver2003/Art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Le pourcentage minimal :

0,8% en zone II  $\Rightarrow A_{min} = 0,008 (b \times h)$ .

- S-sol1,S-sol2,RDC,  $\Rightarrow (50 \times 50) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$
- Étages (1, 2, 3)  $\Rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (45 \times 45) = 16.2 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6)  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$
- Étages (7, 8, )  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage maximal :

4% en zone courante  $\Rightarrow A_{max} = 0,04 (b \times h)$ .

- S-sol1,S-sol2, RDC,  $\Rightarrow (50 \times 50) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$
- Étages (1, 2, 3)  $\Rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6)  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$
- Étages (7, 8, )  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement  $\Rightarrow A_{max} = 0,06 (b \times h)$ .

- S-sol1,S-sol2, RDC,  $\Rightarrow (50 \times 50) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (50 \times 50) = 150 \text{ cm}^2$
- Étages (1, 2, 3)  $\Rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6)  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$
- Étages (7, 8, )  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \varnothing$  en zone II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

• **Conventions:**

**Efforts normaux :**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**VI.2.2 Calcul des armatures à l'ELU :**

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

la section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

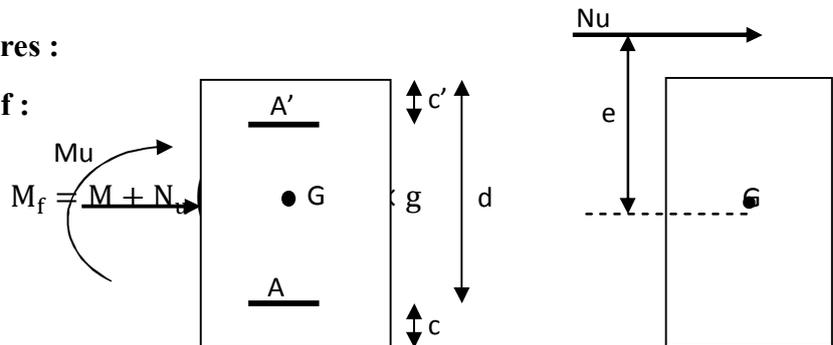
$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

•

**Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**



- Calcul du moment réduit :

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

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

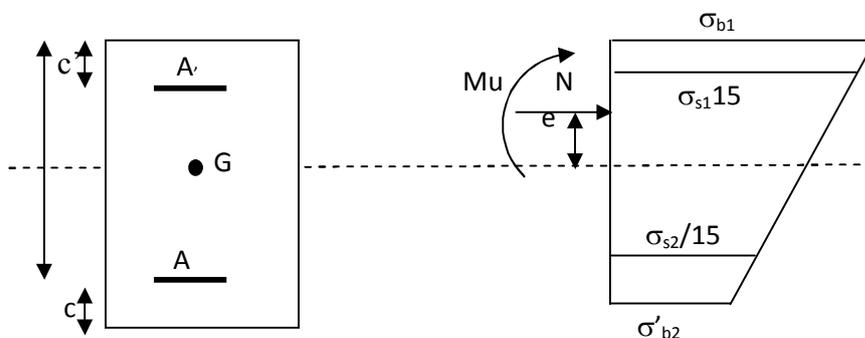
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

• **Détermination des armatures :**

$$1^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left( 3,437 - 8,437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\text{Tel que : } \varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

c) **Section entièrement tendu (S.E.T) :**

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

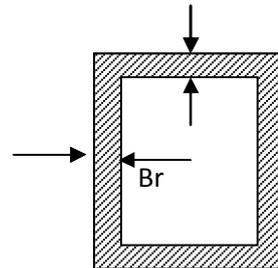
$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$Nu \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.



$A_s$  : Section d'armature

$$A_s \geq \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " $\alpha$ " doit être divisé par 1,1

$N_u$  : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

### VI.2.3 Vérification à l'ELS :

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C :**

• **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15 [A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Section	Effort Normale(KN)	Moment (KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm <sup>2</sup>	Asc Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
50x50	N <sub>max</sub> = -1847,1	M <sub>cor</sub> = -8,762	ELU	SEC	0	0	20	24,12	12T16
	N <sub>min</sub> = 43,15	M <sub>cor</sub> = 33,843	0.8G±E	SPC	1.43	0			
	N <sub>cor</sub> = -514,34	M <sub>max</sub> = 78,884	G+Q±E	SEC	0	0			
45x45	N <sub>max</sub> = -1189,31	M <sub>cor</sub> = -27,043	ELU	SEC	0	0	16,2	20,36	4T16+8T14
	N <sub>min</sub> = -109,45	M <sub>cor</sub> = 20,888	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -380,74	M <sub>max</sub> = 78,173	G+Q±E	SPC	0.01	0			
40x40	N <sub>max</sub> = -696,97	M <sub>cor</sub> = -6,268	ELU	SEC	0	0	12,8	14,2	4T16+4T14
	N <sub>min</sub> = -75,94	M <sub>cor</sub> = 15,145	0.8G±E	SPC	0.04	0			
	N <sub>cor</sub> = -264,91	M <sub>max</sub> = 61,942	G+Q±E	SPC	0.96	0			
35x35	N <sub>max</sub> = -297,37	M <sub>cor</sub> = -4,205	ELU	SEC	0	0	9,8	12,32	8T14
	N <sub>min</sub> = 21,33	M <sub>cor</sub> = 34,858	0.8G±E	SPC	2.89	0			
	N <sub>cor</sub> = 10,33	M <sub>max</sub> = 42,393	G+Q±E	SPC	3,22	0			

Tableau VI.1 : Calcul des armatures dans le sens XX.

Section	Effort Normale(KN)	Moment (KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm <sup>2</sup>	Asc Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
50x50	N <sub>max</sub> = -1847,1	M <sub>cor</sub> = 2,813	ELU	SEC	0	0	20	24,12	12T16
	N <sub>min</sub> = 43,15	M <sub>cor</sub> = 11,961	0.8G±E	SPC	1.38	0			
	N <sub>cor</sub> = -136,79	M <sub>max</sub> = -63,571	G+Q±E	SPC	0	1.65			
45x45	N <sub>max</sub> = -1189,31	M <sub>cor</sub> = -5,844	ELU	SEC	0	0	16,2	20,36	4T16+8T14
	N <sub>min</sub> = -109,45	M <sub>cor</sub> = 13,785	0.8G±E	SPC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -580,41	M <sub>max</sub> = -72,484	G+Q±E	SEC	0	0			
40x40	N <sub>max</sub> = -696,97	M <sub>cor</sub> = -10,301	ELU	SEC	0	0	12,8	14,2	4T16+4T14
	N <sub>min</sub> = -75,94	M <sub>cor</sub> = 11,254	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -353,73	M <sub>max</sub> = -57,013	G+Q±E	SEC	0	0			
35x35	N <sub>max</sub> = -297,37	M <sub>cor</sub> = -11,396	ELU	SEC	0	0	9,8	12,32	8T14
	N <sub>min</sub> = 21,33	M <sub>cor</sub> = 10,714	0.8G±E	SPC	0	1.28			
	N <sub>cor</sub> = -134,13	M <sub>max</sub> = -38,073	G+Q±E	SPC	0	1.3			

Tableau VI.2 : Calcul des armatures dans le sens YY.

Vérification à l'ELS :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$ (Mpa)	$\sigma_{binf}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	OBS	$\sigma_{asup}$ (Mpa)	$\sigma_{ainf}$ (Mpa)	$\sigma_a$ (Mpa)	OBS
50x50	-1337,96	-6,29	24.12	4.45	4.9	15	C V	67.1	73.1	400	C V
	-39,09	-5,485		0	0.34		C V	-0.88	4.78		C V
	-677.51	44,771		3.96	0.78		C V	57	14		C V
45x45	-863,38	-19,458	20.36	2.76	4.65	15	C V	43	68.2	400	C V
	-351,36	-4,672		1.28	1.73		C V	19.6	25.6		C V
	-615,03	35,673		4.37	0.91		C V	62.7	16.5		C V
40x40	-505,89	-4,625	14.2	2.46	3.12	15	C V	37.5	46.2	400	C V
	-151,49	13,732		1.83	0		C V	25.6	-0.72		C V
	-191,24	26,679		3.2	0		C V	43.5	-18.3		C V
35x35	-215,53	-3,118	12.32	1.2	1.86	15	C V	18.7	27.1	400	C V
	-32,76	-2,622		0	0.51		C V	-0.14	7.06		C V
	-36,39	20,903		3.29	0		C V	38.8	-88.6		C V

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le sens xx.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$ (Mpa)	$\sigma_{binf}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	OBS	$\sigma_{asup}$ (Mpa)	$\sigma_{ainf}$ (Mpa)	$\sigma_a$ (Mpa)	OBS
50x50	-1337,96	2,049	24.12	4.75	4.6	15	C V	71.1	69.1	400	C V
	-39,09	13,526		0.75	0		C V	10	-12.6		C V
	-74,81	32,539		1.78	0		C V	23.4	-36		C V
45x45	-863,38	-4,187	20.36	3.5	3.91	15	C V	52.9	58.3	400	C V
	-351,36	3,146		1.66	1.36		C V	24.7	20.6		C V
	-494,01	-19,148		1.19	3.05		C V	19.4	44.2		C V
40x40	-505,89	-7,3	14.2	2.27	3.31	15	C V	35	48.7	400	C V
	-151,49	-8,791		0.2	1.47		C V	4.25	20.8		C V
	-207	-19,26		0	2.54		C V	-1.61	35.5		C V
35x35	-215,53	-8,111	12.32	0.68	2.38	15	C V	12	33.9	400	C V
	-32,76	-19,077		0	3		C V	-81.2	35.3		C V
	-32,76	-19,077		0	3		C V	-81.2	35.3		C V

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le sens yy .

**VI.2.4 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement ( $S_t$ ) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10 \Phi_l) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \Phi_l \text{ en zone courante.}$$

Où :  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si  $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L$ 'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b}$$

$a$  ;  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$lf$  : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans notre cas  $0,7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à  $350^\circ$  ayant une longueur  $10\phi_t$  minimale.

**a) Diamètre des aciers :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

**b) Espacement des armatures**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**c) Longueurs de recouvrement :**

Pour les barres de 16 mm  $\rightarrow L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

**• Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 4,59 = 3,213 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{3,213}{0,50} = 6,426 > 5$$

Donc  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b = 0,003 \times 50 \times S_t = 0,15 S_t$

En zone nodale :  $A_{\min} = 0,15 S_t = 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0,15 S_t = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**• Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6,426 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

**- Poteaux (50 x 50) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{22,88 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,096 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{27,59 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,116 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{18.22 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,095 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{27.59 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,144 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{17.93 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,119 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{24.83 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,165 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (35 x 35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{30.71 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,269 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{20.76 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,182 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
S-Sol, RDC	50 x 50	24.12	12T16
1,2 &3	45x45	20.36	4T16+8T14
4,5 &6	40 x 40	14.2	4T16+4T14
7,8 &9	35x35	12.32	8T16

**Tableau VI.5 : Ferraillage des poteaux**

### VI .3 Ferraillage des poutres :

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 sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{à l'ELU}$$

$$G + Q \dots\dots\dots \text{à l'ELS}$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 99 révisé 2003}$$

$$0,8 G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 99 révisé 2003}$$

### VI .3 .1 Armatures longitudinales :

- **Pourcentage total minimum :**

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h), \text{ en toute section.}$$

Poutres principales (30 x 45)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 45)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) \Rightarrow \text{En zone courante,}$$

Poutres principales (30 x 45)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 45)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) \Rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Poutres principales (30x 45)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 40)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

### VI .3 .2 Calcul de ferrailage :

a) **Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

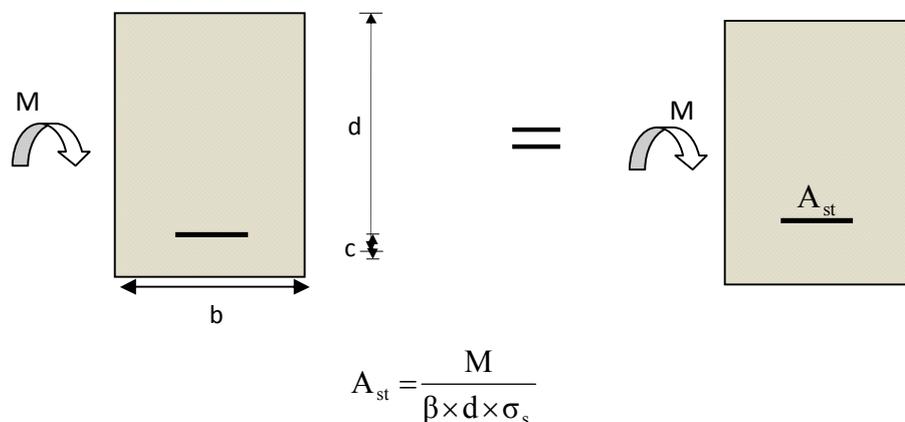
b) **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

e) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_l$  » :

➤ **1er cas :**  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

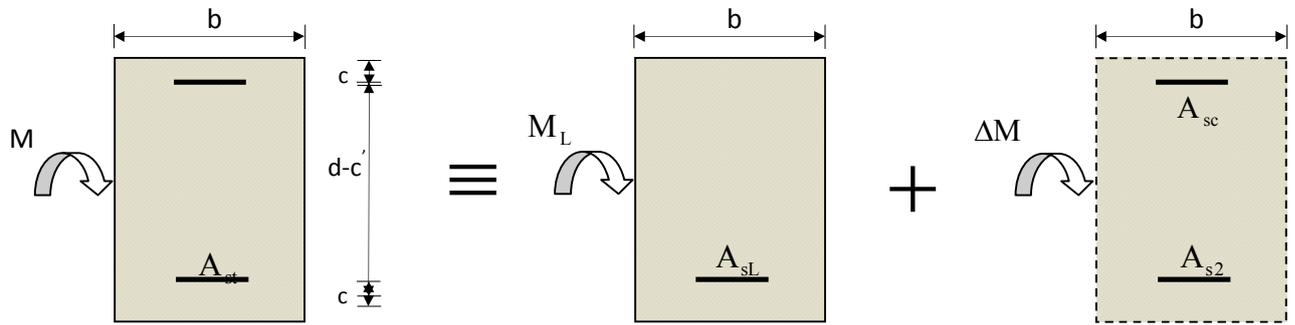
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



**Fig.VI.1 :** Disposition de l'armature tendue S.S.A

➤ 2<sup>ème</sup> cas :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Fig.VI.2 : Disposition des armatures SDA

– Ferrailage des poutres principales (30 x 45) en travée :

Niveau	Mt (KN.m)	At (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	95,95	7,07	8,01	3T14+3T12

– Ferrailage des poutres principales (30 x 45) aux appuis :

Niveau	Ma (KN.m)	Aa (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	-108,82	8,11	11,4	3T14+6T12

– Ferrailage des poutres secondaires (30 x 45) en travée :

Niveau	Mt (KN.m)	At (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	93,421	6,87	8,01	3T14+3T12

– Ferrailage des poutres secondaires (30 x 45) aux appuis :

Niveau	Ma (KN.m)	Aa (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	-108,734	8,1	9,24	6T14

- Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

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

– Poutres principales (30×45) :

$$A_s = 11,4 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,557 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

– Poutres secondaires de (30×45):

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,557 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

– Vérification de la contrainte tangentielle : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

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

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{126,09 \times 10}{30 \times 42} = 1,001 \text{ Mpa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{120,71 \times 10}{30 \times 42} = 0,958 \text{ Mpa}$$

$$\text{La fissuration est peu nuisible } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Poutres principales :  $\tau_u = 1,001 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Poutres secondaires :  $\tau_u = 0,958 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

– Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$  Tel que  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ .

- Poutres principales :  $98,51 - \frac{97,314}{0,9 \times 0,42} = -158,934 < 0 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :  $84,38 - \frac{75,964}{0,9 \times 0,42} = -116,582 < 0 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

– **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :** (article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 98,51 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,42 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 882 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :

$$T_u = 84,38 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,42 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 882 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :

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

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$$3T14+6HA12 \Rightarrow \sum U_i = 35,796 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{126,09 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 357,96} = 0,932 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$6HA14 \Rightarrow \sum U_i = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{120,71 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 263,76} = 1,210 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**d) Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\text{La longueur de scellement droit des barres : } l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4.l_s$  » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_a = 22,58$  cm

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19,75$  cm

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_a = 16,92$  cm

– **Délimitation de la zone nodale :**

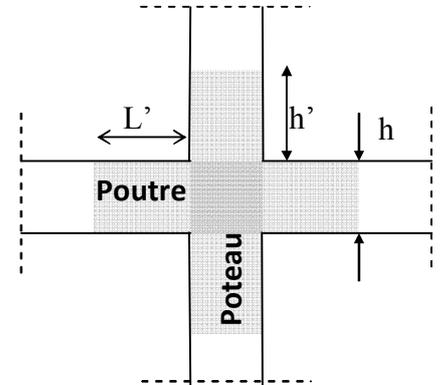
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.



On distingue deux types de zones nodales suivant la coupe effectuée :

➤ **1<sup>er</sup> cas** :  $h_e = 3,06$  m

Coupe suivant la poutre principale (30 x 45) : { 51 ; 35 ; 35 ; 60 } = 60 cm

$$L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

- poteau (45x 45) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 45 ; 45 ; 60 \} = 60$  cm

- poteau (40x 40) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60$  cm

- poteau (35x 35) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 35 ; 35 ; 60 \} = 60$  cm

Coupe suivant la poutre secondaire (30 x 45) :

$$L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

- Poteau (45 x 45) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 45 ; 45 ; 60 \} = 60$  cm

- poteau (40x 40) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60$  cm

- poteau (35x 35) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 51 ; 35 ; 35 ; 60 \} = 60$  cm

➤ **2<sup>eme</sup> cas** :  $h_e = 4,08$  m

Coupe suivant la poutre principale (30x45) :

$$L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

-poteau (50x50)cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 68 ; 50 ; 50 ; 60 \} = 68$  cm

Coupe suivant la poutre secondaire (30 x 45) :

$$L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

- poteau (50 x 50) cm<sup>2</sup> :  $h' = \max \{ 68 ; 50 ; 50 ; 60 \} = 68$  cm

**VI.3.3 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2) :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$   
L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi : 30 \right\} \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm . en zone courante.}$$

Avec :  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**– Poutres principales (30x45):**

$$S_t \leq \min (11,25; 14,4 ; 30) \Rightarrow S_t = 11,25 \text{ cm..... en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left( \frac{45}{2} \right) = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm..... en zone courante.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,01 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2..... en zone nodale.$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2..... en zone courante.$$

**– Poutres secondaires (30x45) :**

$$S_t \leq \min (11,25; 14,4 ; 30) \Rightarrow S_t = 11,25 \text{ cm..... en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left( \frac{45}{2} \right) = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm..... en zone courante.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,41 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2..... en zone nodale.$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,89 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2..... en zone courante.$$

**– Vérifications à l'ELS :****a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad K = \frac{1}{K1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$  pour obtenir  $\beta$  et  $K$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS										
Niveau	$M_s \text{ max}$	$A_s$ adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation	
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	38,965	8,01	0,635	0,883	0,036	131,169	4,722	15	vérifiée	travée
	70,377	11,4	0,905	0,866	0,044	169,730	7,468	15	vérifiée	appuis

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS										
Niveau	$M_s \text{ max}$	$A_s$ adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation	
S-Sol au 8 <sup>ème</sup> étage	39.022	8.01	0,635	0,883	0,036	131,361	4,729	15	vérifiée	travée
	55.109	9,24	0,733	0,876	0,039	139,730	5,449	15	vérifiée	appuis

**c) Etat limite de déformation du béton:** (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

**d) Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = 9.68 \text{ mm}$$

$L$  : La portée mesurée entre nus d'appuis.

**e) Evaluation de la flèche :**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec} : \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho_1}$$

$L$  : Portée libre de la poutre.

$M_s$  : moments de service maximal.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif.

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec  $n = 15$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \text{ (Calculée dans l'état limite de compression du béton).}$$

– Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres Principales														
NIV	$M_s$ (KN.m)	L (mm)	$E_v$ (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f_{adm}$ (mm)	OBS
<b>S-Sol au 8<sup>ème</sup>.</b>	70,377	4840	<b>10818,86</b>	45	8,01	0,905	<b>0,0093</b>	<b>131,169</b>	<b>0,9922</b>	10796,67	11684,86	<b>1.304</b>	8,8	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
NIV	$M_s$ (KN.m)	L (mm)	$E_v$ (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f_{adm}$ (mm)	OBS
<b>S-Sol au 8<sup>ème</sup></b>	<b>55,109</b>	<b>4840</b>	<b>10818,86</b>	<b>45</b>	<b>8,01</b>	<b>0,733</b>	<b>0,0115</b>	<b>131,361</b>	<b>0,9905</b>	<b>10720,62</b>	<b>11659,867</b>	<b>1.023</b>	<b>3,4</b>	Vérifiée

## VI.4 Ferraillage des voiles :

### VI.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, le ferraillage se fera par zone.

- Zone I : *Sous - Sol et RDC*
- Zone II : 1<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage.
- Zone IV : 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

#### – Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### – Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que  $V = V' = L_{voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue, tel que  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

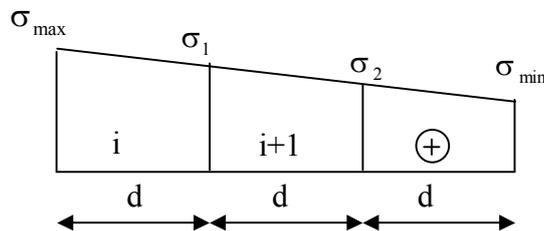
• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

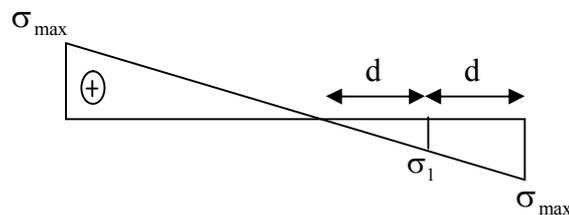
$e$  : épaisseur du voile.



• **Section partiellement comprimée :**

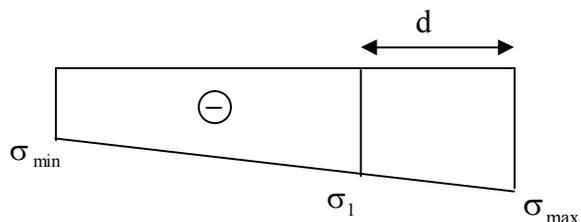
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**VI .4.2 Armatures verticales :**

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 Mpa.

– **Armatures minimales :**

- **Pour une section entièrement comprimée :** (compression simple)

(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

- **Pour une section entièrement tendue :** (traction simple)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section partiellement comprimée :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

– **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %

- En zone courantes 0,10 %

#### VI .4.3 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

D'après le BEAL 91 : 
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 : 
$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

#### VI .4.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont

le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

#### VI .4.5 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4 L V_u$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### VI .4.6 Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

**Remarque :** La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

– **Dispositions constructives :**

**a) Espacement :**

D'après l'article 7.7-4-3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5.e,30cm\}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**b) Longueur de recouvrement :** (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)

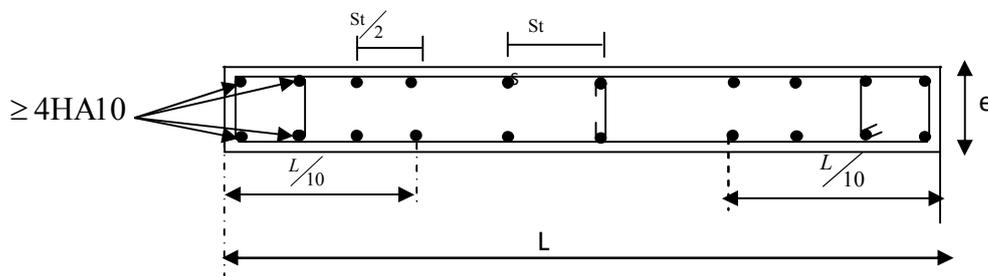
Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**c) Diamètre minimal :**

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



**Fig.VI.4.1** Disposition des armatures dans les voiles.

– **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué,  $N_{ser} = G + Q$

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

– **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_u$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

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

## – Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile  $V_{L1}$  de la zone I :

$$L = 4,25 \text{ m} , e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 7610 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2420 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.02 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 4.25 - 1.02 = 3.23 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = 2.04 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = L_t/2 = 0.51 \text{ m}$

1. 1<sup>er</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = -1210 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 231.412 \text{ KN}$$

## • Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 5.78 \text{ cm}^2$$

2. 2<sup>eme</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 77.14 \text{ KN}$$

## • Armatures verticales :

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 1.92 \text{ cm}^2$$

## • Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 6.37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 212,52}{400 \times 10^3} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 5.78/2 + 8.18/4 = 4.935 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = 1.92/2 + 8.18/4 = 3.005 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$A_{vt1} = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = d/3 = 17 \text{ cm.}$$

- **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = A_{vt1}/4 = 1.44 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA révisée 2003 :**  $A_h = 0.15 \% B = 1.9 \text{ cm}^2$

Soit  $5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

- **Vérification des contraintes :**

**BAEL 91 :**  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{212,52 \times 10^3}{250 \times 4153.75} = 0.20 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.20 \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

**RPA 2003 :**  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 212.52 \times 10^3}{250 \times 4153.75} = 0.28 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0.28 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} - 2803.42$$

**Vérification à l'ELS :**

- $\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2803.42 \times 10^3}{1.0625 \times 10^6 + 5.78 \times 15 \times 10^2} = 2.617 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 2.617 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque:**

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

– Ferraillage du voile longitudinal  $V_{13}$  :

	Zone		I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	4.25	4.25	4.25	4.25	
	E	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20	
	B	(m <sup>2</sup> )	1.06	0.85	0.85	0.85	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	7610	6840	3560	1992	
	$\sigma_{\min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-2420	-3350	-600	-480	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	3.23	2,85	3.64	3.43	
	Lt	(m)	1.02	1.4	0.61	0.82	
	D	(m)	0,51	0.7	0.30	0.41	
	N <sub>1</sub>	(KN)	231.412	351.75	27.15	29.52	
	N <sub>2</sub>	(KN)	77.14	117.25	9.15	9.84	
	Ferraillage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5.78	8.79	0.68	0.74
		A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1.92	2.93	0.29	0.246
A <sub>vj</sub>		(cm <sup>2</sup> )	8.18	14.1	10.44	1.96	
$A_{vt1}=A_{v1}/2+A_{vj}/4$		(cm <sup>2</sup> )	4.935	7.92	2.95	0.86	
$A_{vt2}=A_{v2}/2+A_{vj}/4$		(cm <sup>2</sup> )	3.005	4.99	2.75	0.61	
A <sub>v min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	6.37	7	3	4.1	
Choix des barres/nappe		5HA14	5HA14	5HA12	5HA12		
A <sub>v choisi</sub>		(cm <sup>2</sup> )	7.69	7.69	5.65	5.65	
A <sub>h</sub>		(cm <sup>2</sup> )	1.9	2.1	0.9	1.23	
A <sub>h choisi</sub> / ml		3.93	3.93	2.51	2.51		
Choix des barres		5HA10	5HA10	5HA8	5HA8		
A <sub>t</sub>		4 épingles de HA8/ml					
Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	0.28	0.61	0.085	0.06
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.20	0.44	0.12	0.086	
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	2.617	2.97	1.89	0.04	

– Ferrailage du voile longitudinal V<sub>7</sub>:

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.7	1.7	1.7	1.7
	E	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.425	0.34	0.34	0.34
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	11970	7570	1400	3040
	$\sigma_{\min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-6250	-1090	4760	-1540
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.12	1.48	1.32	1.13
	Lt	(m)	0.58	0.22	0.38	0.57
	D	(m)	0.29	0.11	0.19	0.28
	N <sub>1</sub>	(KN)	339.84	17.98	39.9	65.05
	N <sub>2</sub>	(KN)	113.28	5.995	13.3	21.938
	Ferrailage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	6.79	0.45	0.68
A <sub>v2</sub>		(cm <sup>2</sup> )	2.26	0.15	0.33	0.55
A <sub>vj</sub>		(cm <sup>2</sup> )	8.98	5.28	2.1	9.56
A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4		(cm <sup>2</sup> )	6.49	1.545	1.02	3.2
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4		(cm <sup>2</sup> )	3.66	1.395	0.69	2.66
A <sub>v min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	3.62	1.1	1.9	2.8
Choix des barres/nappe		5HA14	4HA12	4HA12	4 HA12	
A <sub>v choisi</sub>		(cm <sup>2</sup> )	7.69	4.52	4.52	4.52
A <sub>h</sub>		(cm <sup>2</sup> )	1.62	2.1	0.57	0.84
A <sub>h choisi</sub> / ml		3.92	3.92	2.51	2.51	
Choix des barres		5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	
A <sub>t</sub>		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	0.81	0.60	0.24	0.10
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.58	0.43	0.17	0.07
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	3.63	3.71	2.25	0.67

– Ferrailage du voile longitudinal  $V_{14}$  :

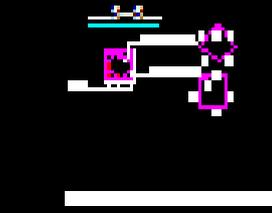
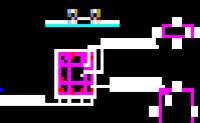
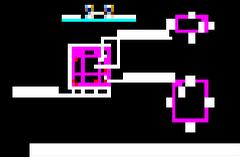
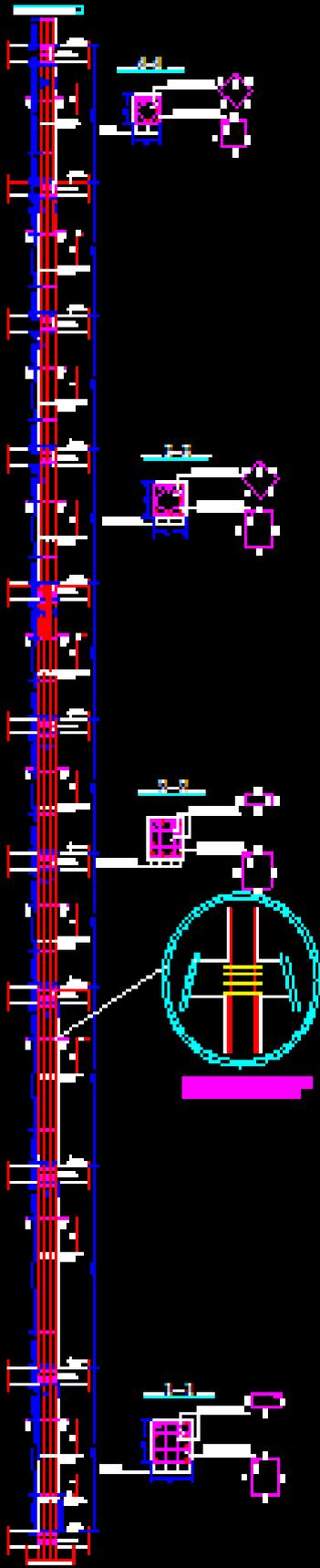
	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2.3	2.3	2.3	2.3
	E	(m)	0.25	0.20	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.575	0.46	0.46	0.46
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	7430	5040	2710	2080
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-5340	-3100	-400	-890
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.34	1.42	2.01	1.62
	Lt	(m)	0.96	0.88	0.29	0.68
	D	(m)	0,48	0.44	0.145	0.34
	N <sub>1</sub>	(KN)	480.6	204.6	8.7	45.39
	N <sub>2</sub>	(KN)	160.2	68.2	2.9	15.13
	Ferrailage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	12.015	5.11	0.22
A <sub>v2</sub>		(cm <sup>2</sup> )	4.005	1.7	0.072	0.37
A <sub>vj</sub>		(cm <sup>2</sup> )	9.6	6.3	2.1	2.08
$A_{vt1}=A_{v1}/2+A_{vj}/4$		(cm <sup>2</sup> )	8.4	4.13	0.89	1.08
$A_{vt2}=A_{v2}/2+A_{vj}/4$		(cm <sup>2</sup> )	4.4	2.42	0.81	0.705
A <sub>v min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	6	4.4	1.45	3.4
Choix des barres/nappe		6HA16	5HA12	4HA12	4 HA12	
A <sub>v choisi</sub>		(cm <sup>2</sup> )	12.06	5.65	4.52	4.52
A <sub>h</sub>		(cm <sup>2</sup> )	2.1	1.32	0.435	1.02
A <sub>h choisi</sub> / ml		3.92	3.92	2.51	2.51	
Choix des barres		5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	
A <sub>t</sub>		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	0.63	0.52	0.26
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.45	0.37	0.18	0.12
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	1.74	1.46	1.01	0.42

– Ferrailage du voile longitudinal  $V_4$  :

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.3	1.3	1.3	1.3
	E	(m)	0.25	0.20	0.20	0.2
	B	(m <sup>2</sup> )	0.325	0.26	0.26	0.26
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	12510	6440	5000	2900
	$\sigma_{\min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-2790	-1450	-2400	-1500
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.06	1.06	0.88	0.86
	Lt	(m)	0.24	0.24	0.42	0.44
	D	(m)	0.12	0.12	0.211	0.22
	N <sub>1</sub>	(KN)	62.01	25.98	75.89	49.86
	N <sub>2</sub>	(KN)	20.669	8.660	25.297	16.619
Ferrailage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>1.55</b>	<b>0.65</b>	<b>1.90</b>	<b>1.25</b>
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>0.52</b>	<b>0.22</b>	<b>0.63</b>	<b>0.42</b>
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.52	3.52	0.70	0.54
	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	<b>2.68</b>	<b>1.53</b>	<b>2.07</b>	<b>1.38</b>
	A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	<b>0.52</b>	<b>1.10</b>	<b>0.81</b>	<b>0.55</b>
	A <sub>v min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1.56	1.25	2.21	2.33
	Choix des barres/nappe		4HA12	4HA12	4HA12	4 HA12
	A <sub>v choisi</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52	4.52
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	0.67	0.38	0.63	0.66
	A <sub>h choisi</sub> / ml		2.51	2.51	2.51	2.51
	Choix des barres		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/ml					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	0.562	0.547	0.110	0.084
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.402	0.391	0.078	0.060
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	2.8	2.4	1.2	0.49

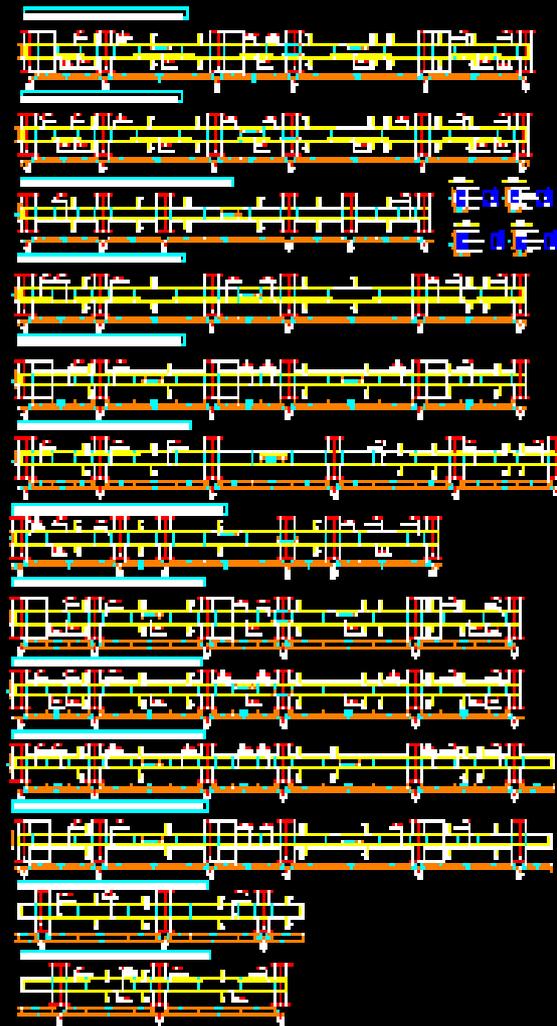
– Ferrailage du voile longitudinal  $V_{11}$ :

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2.4	2.4	2.4	2.4
	E	(m)	0.25	0.2	0.2	0.2
	B	(m <sup>2</sup> )	0.6	0.48	0.48	0.48
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	6870	5720	3040	216
	$\sigma_{\min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-2660	-1530	-370	-70
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.73	1.89	2.14	1.81
	Lt	(m)	0.67	0.51	0.26	0.59
	D	(m)	0.335	0.253	0.130	0.294
	N <sub>1</sub>	(KN)	167.05	58.12	7.23	3.08
	N <sub>2</sub>	(KN)	55.684	19.373	2.409	1.028
Ferrailage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>4.18</b>	<b>1.45</b>	<b>0.18</b>	<b>0.08</b>
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>1.39</b>	<b>0.48</b>	<b>0.06</b>	<b>0.03</b>
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	3.86	3.68	2.16	1.34
	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	<b>5.14</b>	<b>2.37</b>	<b>0.72</b>	<b>0.41</b>
	A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	<b>1.39</b>	<b>1.40</b>	<b>0.60</b>	<b>0.36</b>
	A <sub>v min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.40	2.66	1.37	3.08
	Choix des barres/nappe		5HA12	4HA12	4HA12	4 HA12
	A <sub>v choisi</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5.65	4.52	4.52	4.52
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1.285	0.76	0.63	0.88
	A <sub>h choisi</sub> / ml		2.51	2.51	2.51	2.51
	Choix des barres		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/ml					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	0.260	0.310	0.182	0.113
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.186	0.221	0.130	0.081
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	1.7	2.2	1.7	0.76



[Redacted]		
[Redacted]		
[Redacted]		[Redacted]
[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]

Scale: 1/20 (Horizontal) (1/10 (Vertical)) (1/20 (Diagonal))



République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

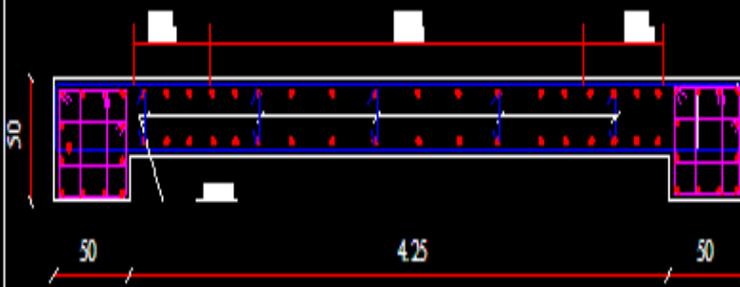
**Projet :**  
 Etude d'un bâtiment (R+8+2S-Sol) à usage  
 d'habitation et commercial à ossature mixte.

**Plan**  
 Ferrailage des  
 poutres

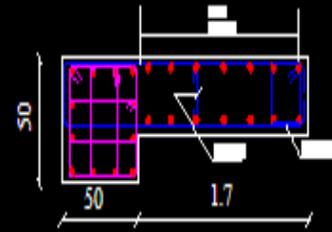
**Echelle**  
 1/20

**ETUDIÉ PAR :**  
 AIT CHEKHOUH ROUINE  
 HANICHE MORAND  
 SIDALI ELHARICHA

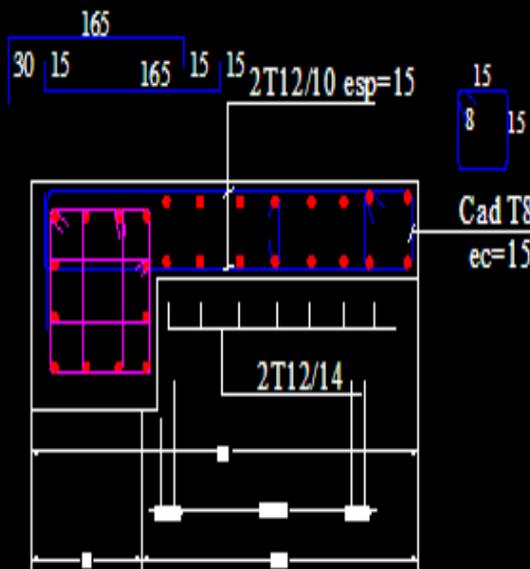
**DESSINÉ PAR :**  
 Mr. KACHI



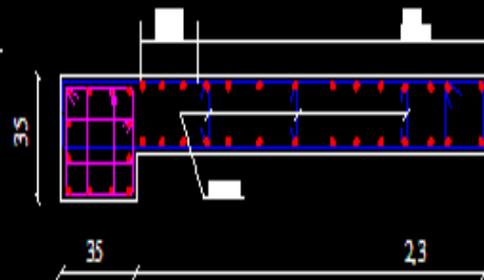
Ferrailage des voiles VT12 et VT13 (ZONE I)



Ferrailage des voiles VT6 et VL7  
(ZONE II)



Ferrailage des voiles VL3, VL4, VL5, VL8, VL9 et VL10  
(ZONE III)



Ferrailage des voiles VL14 et VL15 (ZONE IV)

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

**Projet :**  
Etude d'un bâtiment (R+8+2S-Sol) à usage  
d'habitation et commercial à ossature mixte.

**Plan**  
Ferrailage  
des voiles

**Echelle**

1/20

**ETUDIÉ PAR :**

AÏF CHEHROUDE ROCHINE  
HAMICHE MORAND  
SIDALI ELKHAÏSSA

**DÉRIGÉ PAR :**

Mr. FAKHI

*Chapitre*

*VII*

*Etude de l'infrastructure*

### VII.1 Introduction :

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.

- **Fondations profondes** : (pieux, puits).

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

### VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à 1.9 bars, les sols sont d'agressivité moyenne et non gonflants vis-à-vis du béton de l'infrastructure.

Les tassements absolus et différentiels sous la contrainte de 1.9 bars sont admissibles.

Il n'y a pas de risque de remontée des eaux vu l'absence de nappe phréatique.

### VII.3 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

#### VII.4 Fondation :

##### VII.4.1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez de chaussée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

– **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A = B$$

D'où :

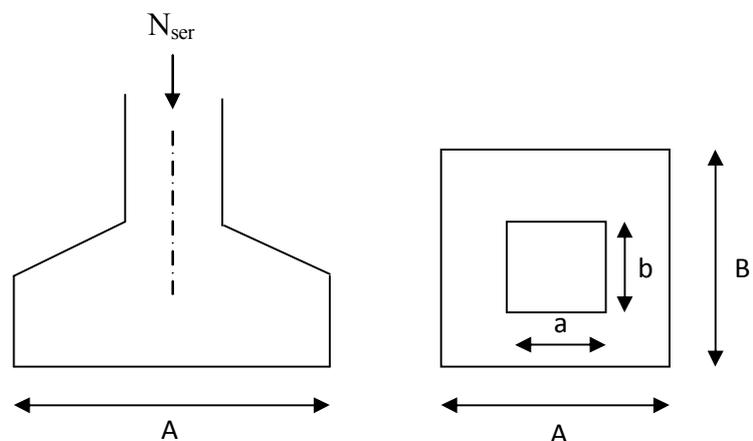
$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

– **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1337.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1337.96}{190}} = 2.65 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.65$$



Vu L'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

**VII.4.2 Semelles filantes :****VII.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,3$  Mpa).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**➤ Sens longitudinal :**

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
V12 & V13	3846.37	4.25	4.76	2 x 20.23
VL1	22475.26	75.74	1.56	118.18
<b>SOMME</b>				158.64

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = 158.64 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{Bat} = 307.37 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{281,02}{307,37} = 0,98$$

La surface totale des semelles représente 98 % de la surface du bâtiment.

**– Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des largeurs importantes engendrant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

### VII.5 Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

#### VII.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

##### a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

##### b) Selon la condition forfaitaire :

$$\text{- Sous voiles : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$$L_{\max} = 4.69 \text{ m} \Rightarrow 58.62 \text{ cm} \leq h \leq 93.8 \text{ cm}$$

On prend:  $h_n = 80 \text{ cm}$

##### - Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{469}{20} = 23.45 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 30 \text{ cm}$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{469}{10} = 46.9 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 80 \text{ cm}$

**a) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ Mpa}$ ).

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1 \text{ m}$ ).

$E$  : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ( $E = 10818,86 \text{ Mpa}$ ).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.69}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.9595 \text{ m} = 95,95 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 56$$

On prend :  $h_n = 55 \text{ cm}$

**Remarque :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_n = 80$  cm (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30$  cm (Epaisseur de la dalle).

$b = 55$  cm (Largeur de la nervure).

**VII.5.2 Détermination des efforts :****– Combinaisons d'action :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 58657.36$  KN

A l'ELS:  $N_s = G + Q = 42789.97$  KN

**VII.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{58657.36}{1,33 \times 190} = 232.13 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{42789.97}{190} = 225.21 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 232.13 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 307.37 \text{ m}^2 > S_{rad} = 232.13 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ( $L_{déb}$ ), comme nous l'impose le BAEL 91 mod. 99.

( $L_{déb}$ ) est calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de largeur  $L_{déb} = 50$  cm.

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 307.37 + 38 = \mathbf{345.37 \text{ m}^2}$$

### VII.5.4 Détermination des efforts à la base du radier :

Poids total du radier :

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle flottante} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de la dalle}.$

- Poids de la dalle flottante libre :  $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = 0,12 \times 345,37 \times 25 = 1036,11 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{TVO} = 0,38 \times [345,37 - (203,26 \times 0,55)] \times 17 = 1508,91 \text{ KN}$$

- Poids des nervures :  $P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_{nerv} = (203,26 \times 0,80 \times 0,55) \times 25 = 2235,86 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{dalle} = 0,3 \times [345,37 - (203,26 \times 0,55)] \times 25 = 1751,83 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du radier} = 1036,11 + 1508,91 + 2235,86 + 1751,83 = 6532,71 \text{ KN}$$

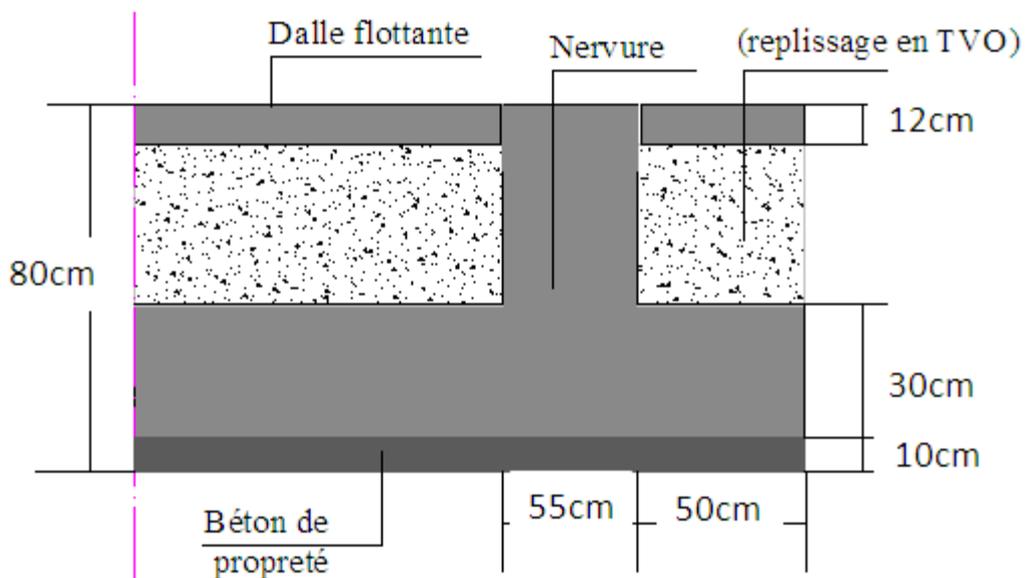


Fig.VII.2 : Coupe verticale sur radier.

### VII.5.5 Vérifications :

#### a) Vérification de la contrainte de cisaillement ;,

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{58657.36 \times 1}{345.37} \times \frac{4.69}{2} = 398.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{398.27}{1 \times 0.27} = 1.47 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée=}$$

### b) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 345.37 \times 10 \times 0.80 = 4144.44 \text{ KN}$$

P : poids total à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 0,8m)

$$P = G + G_{radier} = 36850.63 + 6532.71 = 43383.34 \text{ KN}$$

$$P = 43383.34 \text{ KN} > 4144.44 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

### c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

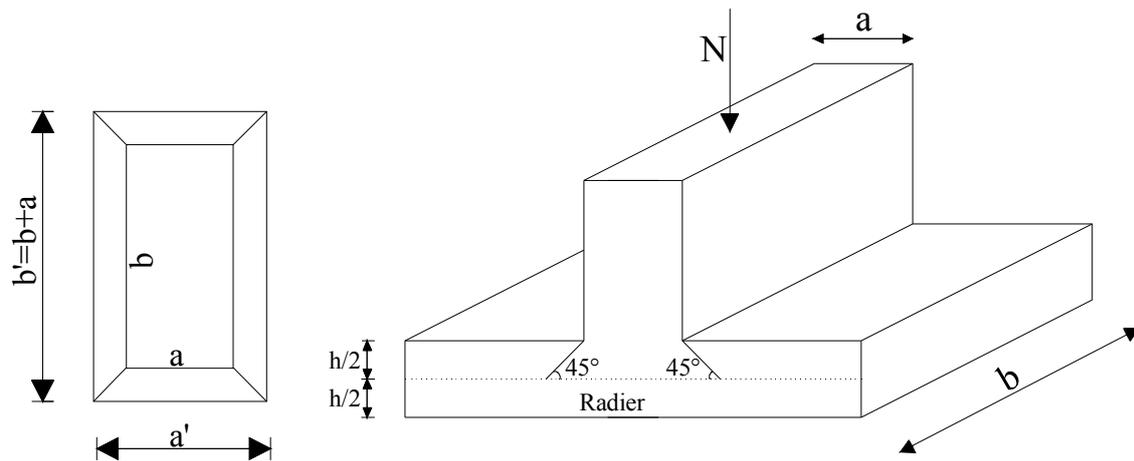
Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28}$$

$N_u$  : Charge de poteau à l'ELU égale à 1847.1 KN

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 80cm



– **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,8) \times 2 = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1847,1 \leq 0,045 \times 5,2 \times 25000 = 5850 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée.

– **Vérification pour les voiles**

On considère une bande de 1 ml du voile

$$e = 25 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{L} = 1739,66 \text{ t}$$

$$U_c = (e + b + 2h) \times 2 = (0,25 + 1 + 2 \times 0,80) \times 2 = 5,7 \text{ m}$$

$$N_u = 1739,66 \text{ t} < 0,045 \cdot 5,7 \cdot 25000 = 6412,5 \text{ t}$$

⇒ Condition Vérifiée.

**d) Vérification de la stabilité du radier :**

• **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,04 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,43 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**- Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 8769.6 m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 8769.6 m^4.$$

• **Vérification :**

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

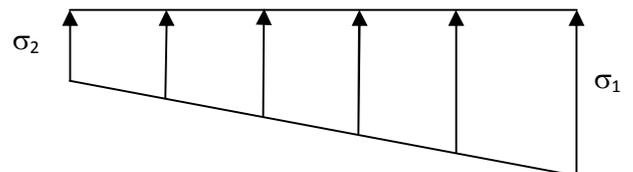
Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{- A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$\text{- A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



**Fig.VII.3** : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN / m}^2 ; 2 \sigma_{sol} = 600 \text{ KN / m}^2 \text{ Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

– Calcul des moments :

$$M_{xx} = 39507.252 + (1674.29 \times 0,8) = 40846.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 39493.305 + (1674.29 \times 0,8) = 40832.74 \text{ KN.m}$$

– **Sens longitudinal (xx):**

A l'ELU  $N_U = 58657.36 \text{ KN}$  ;  $M_{xx} = 40846.68 \text{ KN.m}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58657,36}{345.37} + \frac{40846,68}{8769,6} \times 11,04 = 221.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58647,36}{345.37} - \frac{40846,68}{8769,6} \times 11,04 = 118.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 221.26 + 118.39}{4} = 195.54 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

A l'ELS  $N_S = 42789.97 \text{ KN}$  ;  $M_{xx} = 40846.68 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42789,97}{345.37} + \frac{40846,68}{8769,6} \times 11,04 = 175,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42789,97}{345.37} - \frac{40846,68}{8769,6} \times 11,04 = 72.47 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175,32 + 72,47}{4} = 149.6 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Sens transversal (yy) :**

A l'ELU  $N_U = 58657.36 \text{ KN}$  ;  $M_{yy} = 40832.74 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58657,36}{345.37} + \frac{40832,74}{8769,6} \times 8,43 = 209,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58647,36}{345.37} - \frac{40832,74}{8769,6} \times 8,43 = 130.56 \text{ KN/m}^2$$

D'où  $\sigma_m = \frac{3 \times 209,09 + 130,56}{4} = 189,45 / m^2 \quad \sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

A l'ELS  $N_s = 42789,97 \text{ KN}$  ;  $M_{yy} = 40832,74 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42789,97}{345,37} + \frac{40832,74}{8769,6} \times 8,43 = 163,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42789,97}{345,37} - \frac{40832,74}{8769,6} \times 8,43 = 84,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 163,15 + 84,64}{4} = 143,52 / m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	A l'ELU			A l'ELS			Observation
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	
X-X	221,26	118,39	<b>195,54</b>	175,32	72,47	<b>149,6</b>	<b>OK</b>
Y-Y	209,09	130,56	<b>189,45</b>	163,15	84,64	<b>143,52</b>	<b>OK</b>

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

### VII.5.6 ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{- A l'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 195,54 - \frac{6532,71}{345,37} = 176,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 149,6 - \frac{6532,71}{345,37} = 130,68 \text{ KN/m}^2$$

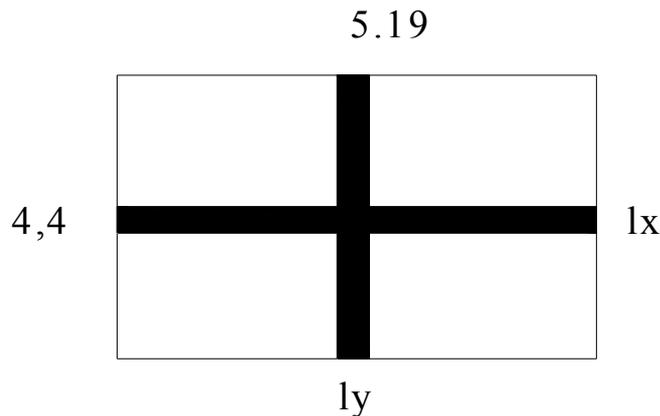
**VII.5.6.1 Ferrailage de la dalle:**

Elle sera calculée comme un ensemble de panneaux soumis à la réaction du sol.

**a) Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :**

On distingue 21 panneaux de dalle.

On choisira le panneau le plus défavorable.



**Fig.VII.4 :** Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable.

**b) Ferrailage du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,19} = 0,85$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ (\text{des tables de PIGEAUD}) \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ (\text{des tables de PIGEAUD}) \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases}$$

**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 assuré 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  $0,5M_{oy}$

- **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0,0506 \times 176,62 \times (4,4)^2 = 173,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,6864 \times 173,57 = 119,14 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times 173,57 = 86,78 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_x^t = (0,75) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,75) \times 173,57 = 130,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,75) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,75) \times 119,14 = 89,35 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_x = 0,0576 \times 130,68 \times (4,4)^2 = 146,35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,7794 \times 146,35 = 114,06 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times 146,35 = 73,17 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_x^t = (0,75) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,75) \times 146,35 = 109,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,75) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,75) \times 114,06 = 85,54 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage à l'ELU :**

- **Sections minimales :** (Article A.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

– **Sens de la petite portée  $I_x$**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$\omega_0$  : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ( $\omega_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$\omega_x$  : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,85}{2} = 2,58 \text{ cm}^2$$

– **Sens de la grande portée  $I_y$  :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

– **Ferraillage aux appuis :** (sens  $l_x$  et  $l_y$ )

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{86,78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta_u = 0,956$$

$$A_u^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{86,78 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 9,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **5HA16 / ml = 10,05 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de  $20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$$A_u^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage en travée :**

○ **Sens  $l_x$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{130,18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,126 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,126 \rightarrow \beta_u = 0,932$$

$$A_t^x = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{130,18 \times 10^3}{0,932 \times 27 \times 348} = 14,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **5HA20 / ml = 15,70 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de  $20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$  La condition est vérifiée

$$A_t^x = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

○ **Sens  $l_y$  :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{89,35 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,086 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_t^y = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{89,35 \times 10^3}{0,955 \times 27 \times 348} = 9,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **5HA16 / ml = 10,05 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de  $20\text{cm} \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$A_s^y = 10,05\text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40\text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	comb	.....	$M_u$	$\mu$	Obse	$\beta$	$A_{\text{cal}}$	$A_{\text{min}}$	$A_s$	$A_{\text{adoptée}}$	$S_t$
X-X	ELU	Appuis	86,78	0,084	SSA	0,956	9,66	2,58	10,05	5HA16	20
		Travée	130,18	0,126	SSA	0,932	14,86	2,58	15,70	5HA20	20
Y-Y	ELU	Appuis	86,78	0,084	SSA	0,956	9,66	2,40	10,05	5HA16	20
		Travée	89,35	0,086	SSA	0,955	9,95	2,40	10,05	5HA16	20

### Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage et pour des raisons d'économie, on adopte le même ferrailage pour tous les panneaux.

#### • Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Aux appuis : (sens  $l_x$  et  $l_y$ )

$$\gamma = \frac{86,78}{73,17} = 1,18 \quad \text{et } \mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

○ Sens  $l_x$  :

$$\gamma = \frac{130,18}{109,76} = 1,18 \quad \text{et } \mu = 0,126 \rightarrow \alpha = 0,1689$$

$$\alpha = 0,1689 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ Sens  $l_y$  :

$$\gamma = \frac{89,35}{54,88} = 1,63 \quad \text{et} \quad \mu = 0,086 \rightarrow \alpha = 0,1126$$

$$\alpha = 0,1126 < \frac{1,63-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,565 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

### VII.5.7 Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad ; \quad b = 55 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = 76 \text{ cm}$$

**a) Charges revenant à la nervure :**

**Pour les charges triangulaires :**

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6).$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

◆ **Détermination des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 195,54 - \frac{6532,71}{345,37} - \frac{2235,86}{81,304} = 149,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 149,6 - \frac{6532,71}{345,37} - \frac{2235,86}{81,304} = 103,18 \text{ kN/m}^2$$

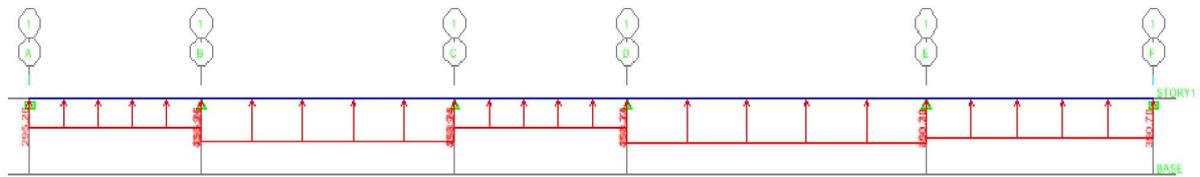
## ➤ Calcul des charges :

travée	panneau	$l_x$	$l_y$	$\rho$	Chargement	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$
A_B	1	2,95	4,80	0,62	Triangle	0,99	0,74	149.12	103.18
	2	2,95	3,93	0,76	Triangle	0,99	0,74	149.12	103.18
B_C	1	4,40	4,80	0,92	Triangle	1,46	1,10	149.12	103.18
	2	3,93	4,40	0,89	Trapèze	1,45	1,19	149.12	103.18
C_D	1	3,00	4,80	0,62	Triangle	1,00	0,75	149.12	103.18
	2	3,00	3,93	0,76	Triangle	1,00	0,75	149.12	103.18
D_E	1	5,19	5,19	1,00	Triangle	1,73	1,30	149.12	103.18
	2	3,93	3,93	1,00	Triangle	1,31	0,98	149.12	103.18
E_F	1	3,93	5,19	0,76	Triangle	1,31	0,98	149.12	103.18
	2	3,93	3,93	1,00	Triangle	1,31	0,98	149.12	103.18

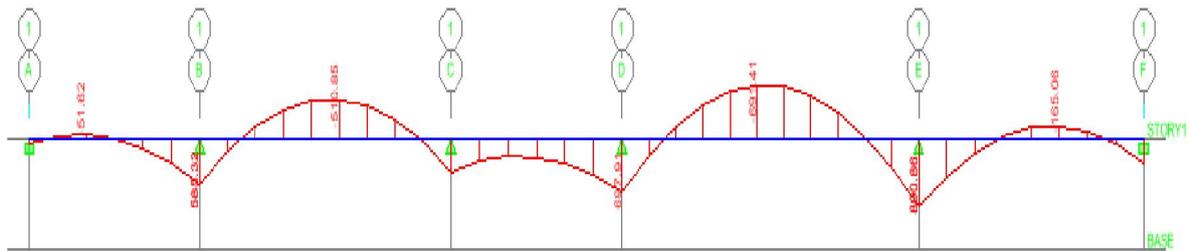
<i>moment fléchissant</i>				<i>effort tranchant</i>			
$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
147.63	<b>295.26</b>	102.15	<b>204.3</b>	110.35	<b>220.7</b>	76.35	<b>152.7</b>
147.63		102.15		110.35		76.35	
217.72	<b>433.94</b>	150.64	<b>300.25</b>	164.03	<b>341.48</b>	113.5	<b>236.28</b>
216.22		149.61		177.45		122.78	
149.12	<b>298.24</b>	103.18	<b>206.36</b>	111.84	<b>223.68</b>	77.39	<b>154.78</b>
149.12		103.18		111.84		77.39	
257.98	<b>453.33</b>	176.44	<b>311.61</b>	193.86	<b>339.99</b>	134.13	<b>135.24</b>
195.35		135.17		146.13		101.11	
195.35	<b>390.7</b>	135.17	<b>270.34</b>	146.13	<b>292.26</b>	101.11	<b>202.22</b>
195.35		135.17		146.13		101.11	

**b) Moments fléchissant et efforts tranchants :**

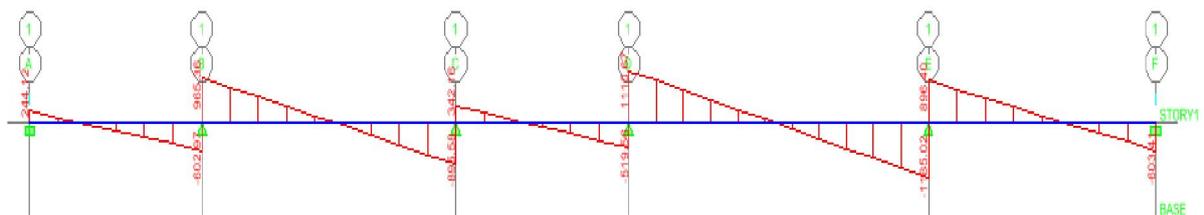
❖ Sens longitudinal à l'ELU :



**Fig.VII.5 : Schéma statique de la nervure**



**Fig.VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m].**



**Fig.VII.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN].**

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -691.41 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 890.86 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 76 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 890.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{890.86 \times 10^3}{55 \times 76^2 \times 14,2} = 0,197 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,197 \rightarrow \beta = 0,889$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{890.86 \times 10^3}{0,889 \times 76 \times 348} = 37.88 \text{ cm}^2$$

$$10\text{HA}20 + 4\text{HA}20 \text{ Chapeaux} = 43.98 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 691.41 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{691.41 \times 10^3}{55 \times 76^2 \times 14,2} = 0,153 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,153 \rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{691.41 \times 10^3}{0,916 \times 76 \times 348} = 28.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10\text{HA}20 + 4\text{HA}20 = 43.98 \text{ cm}^2$$

❖ Sens longitudinal à l'ELS :

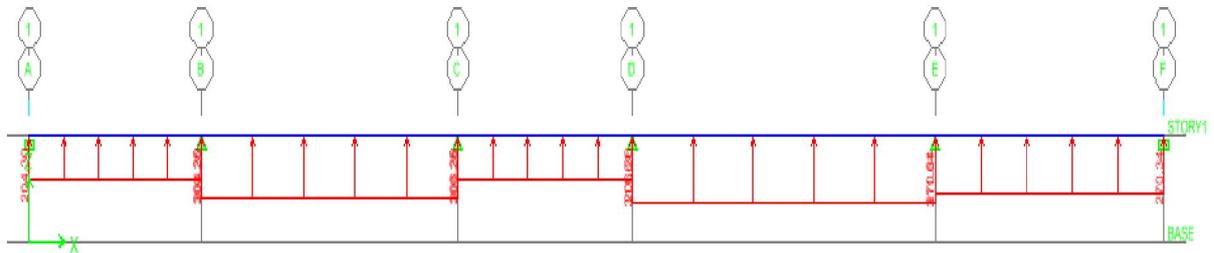


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure

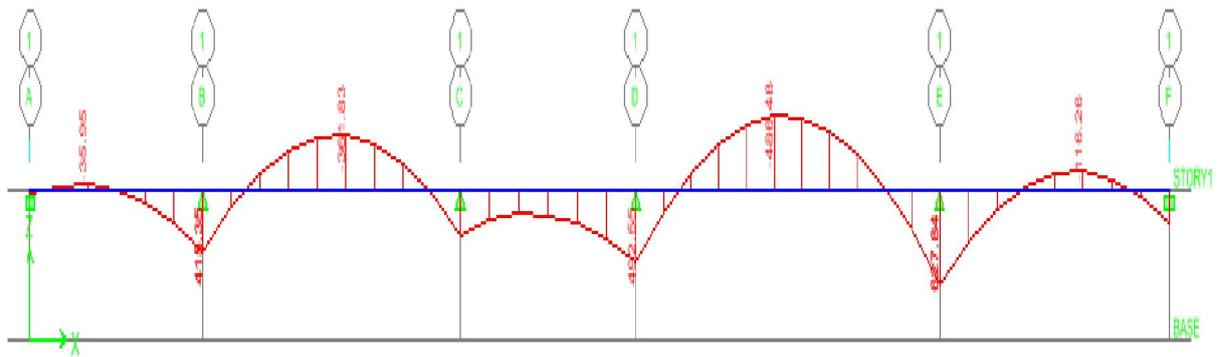


Fig.VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

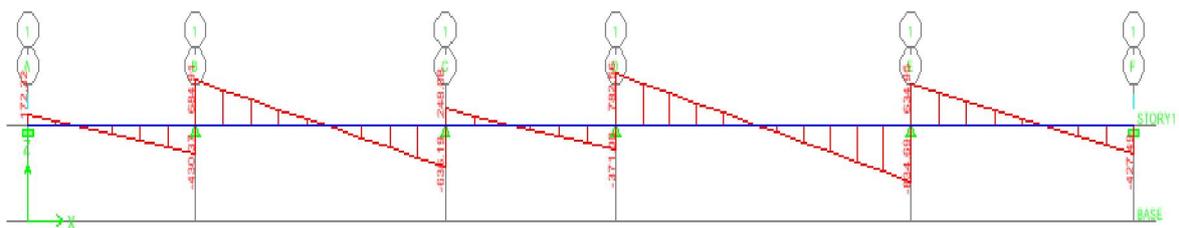


Fig.VII.10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS [KN].

**c) Vérifications à l'ELU :****- Condition de non fragilité :****❖ Sens longitudinal :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 5,05 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 43,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$A_{ut} = 43,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**- Vérification de la contrainte de cisaillement :****❖ Sens longitudinal :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1005,02 \times 10^3}{550 \times 760} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 2,4 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**- Espacement des armatures transversales :****❖ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 19,6\} = 19,6 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$ .

**❖ En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

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

**- Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (22,85 ; 55 ; 20)$$

Soit  $\Phi = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (deux cadres).

**d) Vérifications à l'ELS :****❖ Sens longitudinal :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{890.86}{627.84} = 1.42$$

$$\mu = 0.197 \rightarrow \alpha = 0.2785$$

$$\alpha = 0.2785 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{691.41}{486.48} = 1.42$$

$$\mu = 0.153 \rightarrow \alpha = 0.2101$$

$$\alpha = 0.2101 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**❖ Conclusion :**

La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée, il n'est donc pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**f) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

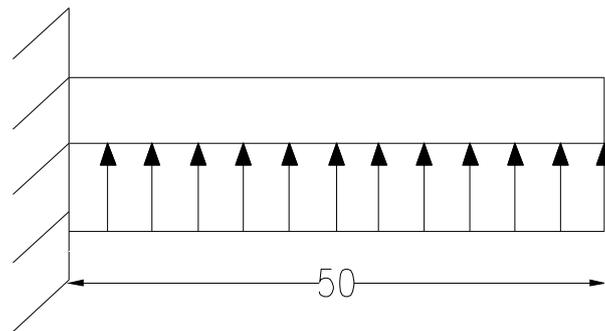
Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 0,8 = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA16 avec  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

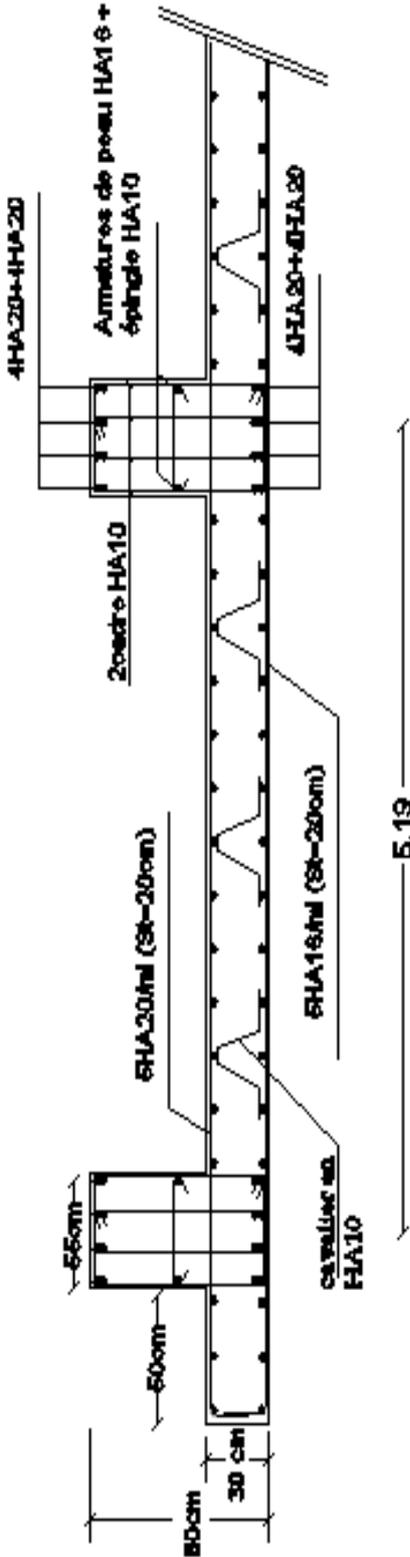
**VII.5.8 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Fig.VII.11 : Schéma statique du débord.**

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis, et des poutres.



**FERAILLAGE DE RADIER DANS LE SENS LONGITUDINALE**

*Chapitre*

*VIII*

*Etude du voile plaque*

### VIII.1 Introduction :

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

### VIII.2 Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

### VIII.3 Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

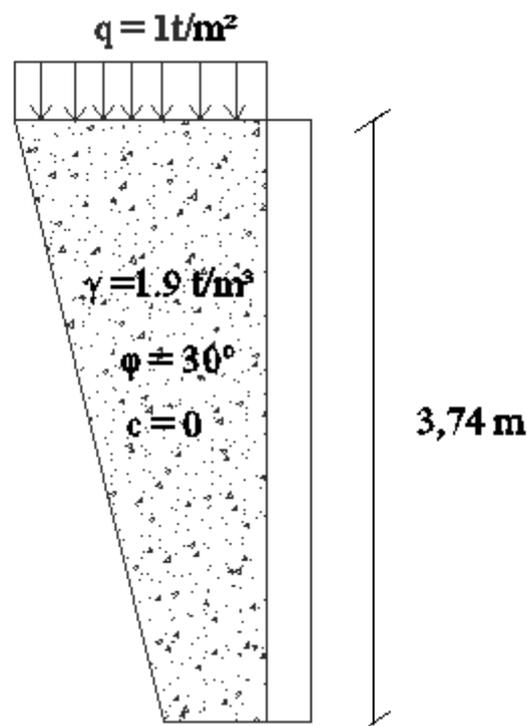


Fig. VIII.1 Schéma du Voile plaque

- **Méthode de RANKINE :**

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

**RANKINE (1857)** avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses ( $\lambda = \delta = \beta = 0$ )!!!

Type de sol	Poussée	Butée
<b>Sol frottant</b> ( $\varphi \neq 0, c = 0$ )	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
<b>Sol cohérent</b> ( $\varphi_u = 0, c_u \neq 0$ )	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_p = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
<b>Sol frottant et cohérent</b> ( $\varphi \neq 0, c \neq 0$ )	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  pour la poussée.

$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$  pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ ), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement.

a) Caractéristique du sol :

$$\begin{cases} \gamma = 1,9 \text{ t/m}^3 \\ q = 1 \text{ t/m}^2 \quad (\text{surcharge eventuelle}) \\ \varphi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0,333 \end{cases}$$

## b) Calcul des sollicitations :

## • ELU :

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a (1,35 \gamma h + 1,5 q)$$

$$\sigma_H = 0,85 h + 0,5$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,5 \text{ t/m}^2.$$

$$h = 3,74 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 3,679 \text{ t/m}^2.$$

## • ELS:

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a (\gamma h + q)$$

$$\sigma_H = 0,633 h + 0,333$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \text{ t/m}^2 .$$

$$h = 3,74 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 2,699 \text{ t/m}^2.$$

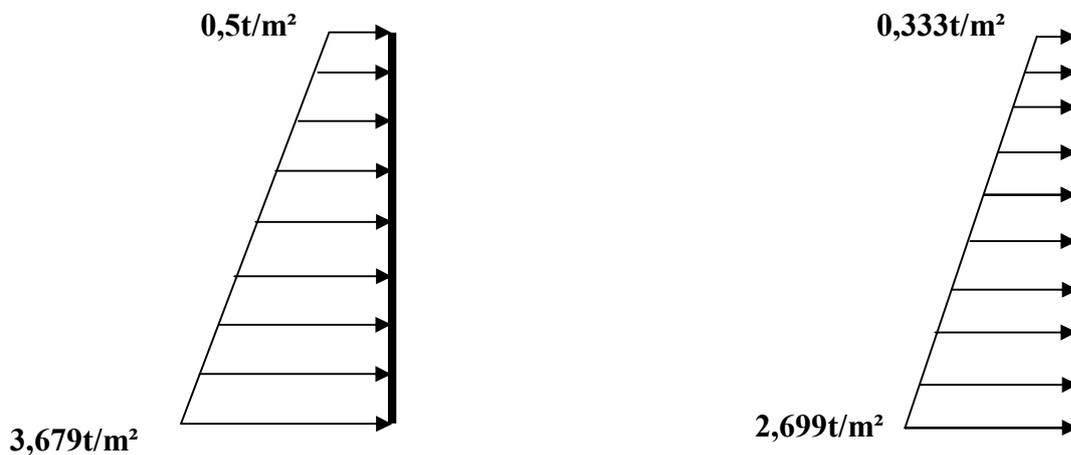


Fig. VIII.2 Diagrammes des contraintes

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 3,679 + 0,5)}{4} = 2,884 \text{ t/ml} .$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 2,699 + 0,333)}{4} = 2,108 \text{ t/ml}.$$

## VIII.4 Ferrailage du voile plaque :

## a) Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

**b) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode de panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peu assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,5 → appui intermédiaire de l'appui de rive

0,4 → appui intermédiaire

**c) Identification des panneaux :**

$L_x = 3,74$  m.

$L_y = 5,19$  m.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,74}{5,19} = 0,72 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

**d) Calcul à l'ELU : ( $v = 0$ )**

$q_u = 2,884$  t/ml

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\rho = 0,72 \rightarrow \mu_x = 0,0658; \quad \mu_y = 0,4645$$

$$M_x^u = 0,0658 \times 2,884 \times (3,74)^2 = 2,654 \text{ t.m}$$

$$M_y^u = 0,4645 \times (2,654) = 1,233 \text{ t.m}$$

Vérification :  $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 1,233 / 2,654 = 0,465 > 0,25 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**• Correction des moments :**

- En travée :  $\begin{cases} M_{xt} = 0,75 M_x^u = 0,75 \times 2,654 = 1,991 \text{ t.m} \\ M_{yt} = 0,75 M_y^u = 0,75 \times 1,233 = 0,925 \text{ t.m} \end{cases}$
- Aux appuis :  $\begin{cases} M_{xa} = -0,5 M_x^u = -0,5 \times 2,654 = -1,327 \text{ t.m} \\ M_{ya} = -0,4 M_y^u = -0,4 \times 1,233 = -0,493 \text{ t.m} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{ya} = -0,5M_x^u = -0,5 \times 2,654 = -1,327 \text{ t.m} \\ M_{yb} = -0,4M_x^u = -0,4 \times 2,654 = -1,062 \text{ t.m} \end{cases}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

- **Au milieu de  $l_x$  :**

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 2,884 \times 3,74 \times 5,19 / (3 \times 5,19) = 3,595 \text{ t}$$

- **Au milieu de  $l_y$  :**

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 2,884 \times 3,74 \times 5,19 / (2 \times 5,19 + 3,74) = 3,965 \text{ t}$$

**e) Ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{ m}$ ) et d'épaisseur ( $ep=25\text{ cm}$ ).

▪ **En travée :**

- Sens de la petite portée : ( $l_x$ )

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{1,991 \times 10^4}{(100) \times (23)^2 \times 14,2} = 0,0265 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0265 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_x = \frac{M_{xt}^u}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,991 \times 10^4}{0,987 \times 23 \times 348} = 2,284 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

- Sens de la grande portée : ( $l_y$ )

$$d_y = d_x - \left( \frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \right) = 23 - 1 = 22 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}^u}{bd_y f_{bu}} = \frac{0,925 \times 10^4}{(100) \times (22)^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

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

$$A_y = \frac{M_{yt}^u}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{0,925 \times 10^4}{0,993 \times 22 \times 348} = 1,103 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

▪ **Aux appuis :**

- Sens de la petite portée : ( $l_x$ )

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{1,327 \times 10^4}{(100) \times (23)^2 \times 14,2} = 0,0176 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0176 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,327 \times 10^4}{0,991 \times 23 \times 348} = 1,673 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 20 cm**.

**f) Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

– **Armatures suivant le sens de l<sub>x</sub> :**

$$W_x = A_x / b.h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0 . b . h (3 - \rho) / 2.$$

A<sub>x</sub> : section minimale d'armatures.

b × h : section totale du béton.

W<sub>0</sub> : taux d'acier minimal = 0,001 (RPA 2003/ART 10.1.2)

$$A_x \geq W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,001 \times 100 \times 25 (3 - 0,72) / 2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 2,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

– **Armatures parallèles suivant le sens de l<sub>y</sub> :**

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \Rightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = \text{cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_y = 2,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\text{max}} / b \times d = 3,595 \times 10^4 / (1000 \times 230) = 0,156 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,156 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

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

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

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

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3,565 \times 10^4}{0,9 \times 230 \times 125,6} = 1,371 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,371 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\text{Sens xx : } St \leq \min(2h ; 25) \quad St = 20 \text{ cm} < \min\{50 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\}$$

$$\text{Sens yy : } St \leq \min(3h ; 33) \quad St = 20 \text{ cm} < \min\{75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$$

$\Rightarrow$  Les conditions sont vérifiées.

- **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{On doit vérifier que : } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{\max} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**g) Calcul à l'ELS : (v = 0,2)**

$$q_s = 2,108 \text{ t/ml}$$

$$\rho = 0,72 \rightarrow \mu_x = 0,0719 ; \quad \mu_y = 0,608$$

$$M_x^s = 0,0719 \times 2,108 \times (3,74)^2 = 2,12 \text{ t.m}$$

$$M_y^s = 0,608 \times (2,12) = 1,289 \text{ t.m}$$

$$\text{Vérification : } M_y^s / M_x^s = 1,289 / 2,12 = 0,608 > 0,25 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Correction des moments :**

$$\blacksquare \text{ En travée : } \begin{cases} M_{xt} = 0,75 M_x^s = 0,75 \times 2,120 = 1,590 \text{ t.m} \\ M_{yt} = 0,75 M_y^s = 0,75 \times 1,289 = 0,967 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Aux appuis :  $M_{xa} = -0,5 M_x^s = -0,5 \times 2,120 = -1,060 t.m$   
 $M_{ya} = -0,5 M_y^s = -0,5 \times 1,289 = -0,645 t.m$

- **Calcul des efforts tranchants :**

- **Au milieu de  $l_x$  :**

$$T_s = q_s \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 2,108 \times 3,74 \times 5,19 / (3 \times 5,19) = 2,627 \text{ t}$$

- **Au milieu de  $l_y$  :**

$$T_s = q_s \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 2,108 \times 3,74 \times 5,19 / (2 \times 5,19 + 3,74) = 2,897 \text{ t}$$

### h) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ( $b = 100 \text{ cm}$  et  $h = 25 \text{ cm}$ ) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens  $L_x$  :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{1,991}{1,59} = 1,25$$

$$\mu = 0,0265 \rightarrow \alpha = 0,054$$

$$\alpha = 0,054 < \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens  $L_y$  :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{0,925}{0,967} = 0,956$$

$$\mu = 0,0135 \rightarrow \alpha = 0,0276$$

$$\alpha = 0,0232 < \frac{0,965 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,232 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis** : Suivant l'axe (x-x) et (y-y).

$$\gamma = \frac{1,062}{0,645} = 1,65$$

$$\mu = 0,0176 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,65-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,575 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

• **Etat limite de déformation** : [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\blacksquare \quad h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$$

$$h / L_x = 25 / 374 = 0,0669$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,75 M_x / 20 M_x = 0,0375$$

$$h / L_x = 0,0669 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad A_x / b.d \leq 2 / f_c$$

$$A_x / b.d = 3,14 / 100 \times 23 = 0,0013$$

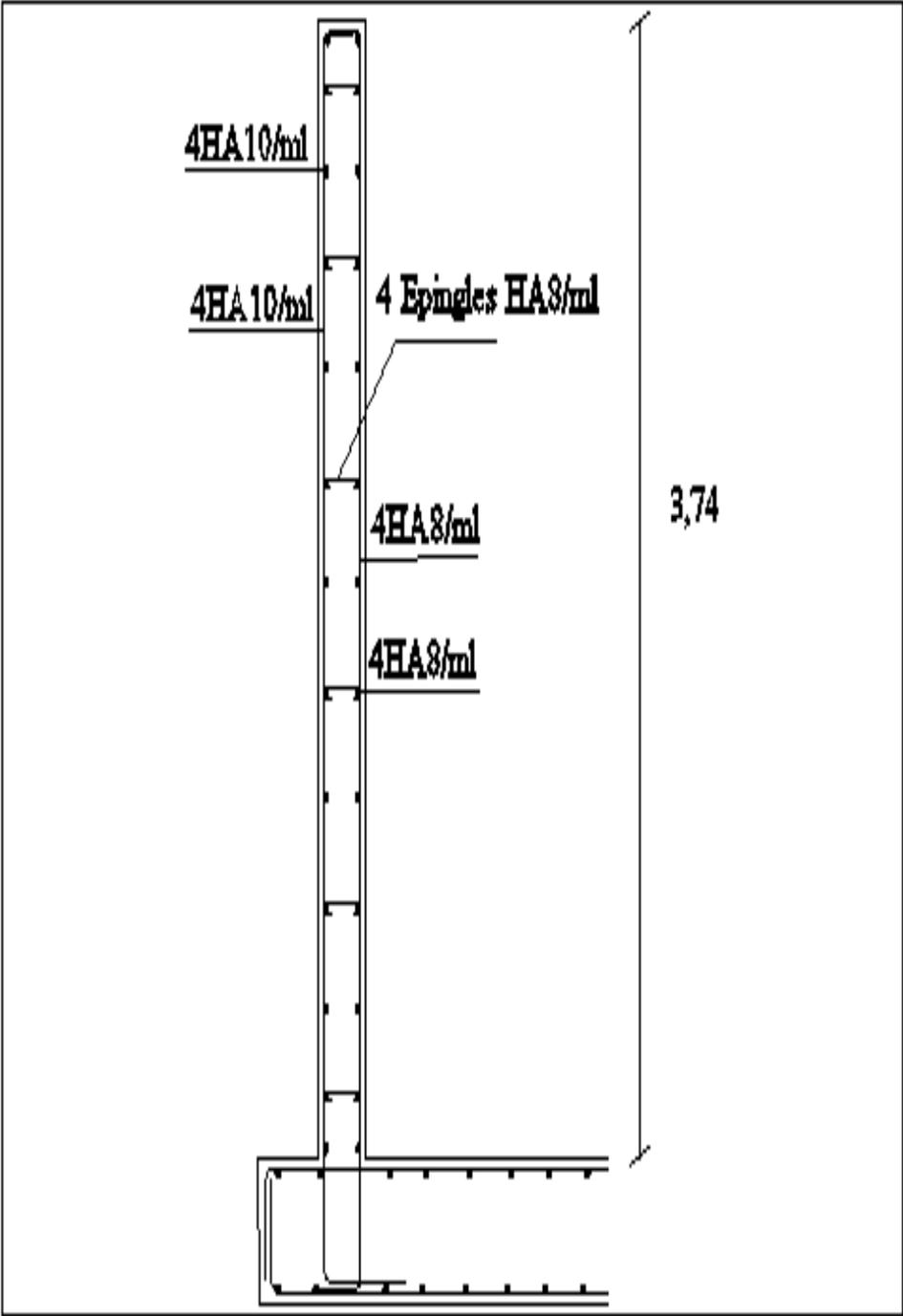
$$A_x / b.d = 0,0013 < 2 / f_c = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU est sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (t.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	1,327	0,017	0,991	1,673	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,327	0,017	0,994	0,175	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	1,991	0,0265	0,987	2,284	3,14	4HA10	25
	Y-Y	0,925	0,0135	0,993	1,103	3,14	4HA10	25



**FERRAILLAGE DU VOILE PLAQUE**

# CONCLUSION

Le travail que nous avons réalisé consiste en l'étude d'une ossature de contreventement mixte (portiques + voiles). Ceci nous a permis d'étudier à la fois les portiques et les voiles et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La complexité de l'ossature et les irrégularités en plan de notre structure nous ont conduit à utiliser des méthodes complexes et donc approchées, si bien que le risque d'erreurs est inévitable.

Les idées fortes et maitresses qui se sont dégagées tous au long de cette étude qui a été effectuée en tenant compte des règlements en vigueur dans notre pays, à savoir le BAEL91 modifié 99 et le RPA99 modifié 2003 peuvent se résumer en ces points :

- + La structure est à contreventement mixte.
- + La disposition des voiles a été effectuée de manière à diminuer au maximum la torsion du bâtiment

Par ailleurs ce travail nous a incité à nous documenter d'avantage donc à connaître les différentes étapes de calcul nécessaires pour l'étude d'une structure à ossature mixte, il nous a également permis d'approfondir nos connaissances et de conclure que la construction d'un ouvrage en génie civil est établit sur la base de trois critères à savoir:

- + La résistance.
- + La durabilité.
- + L'économie.

Nous avons appris, et nous n'apprendrons jamais assez, espérons que ce modeste travail apporte un plus aux promotions future et que le bon dieu nous protège.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

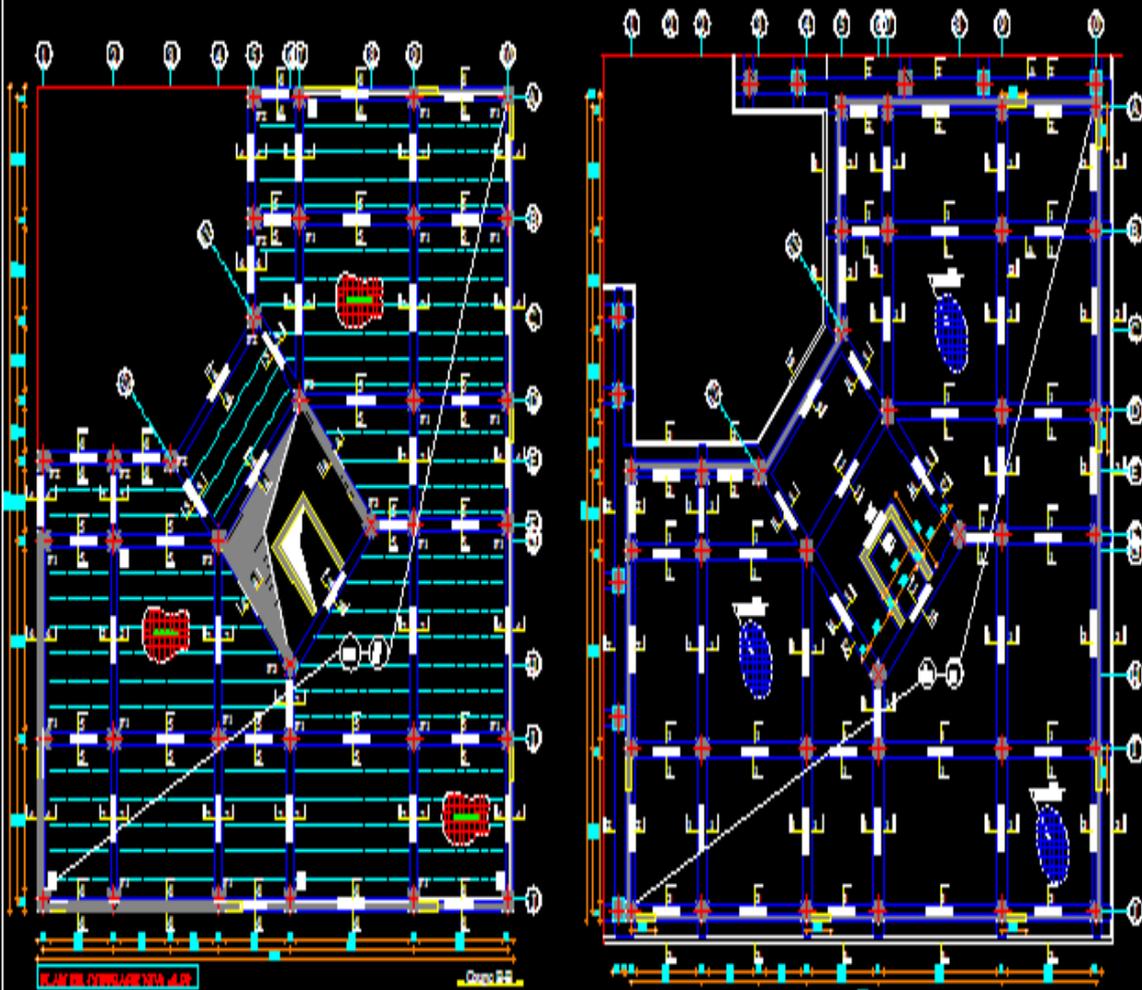
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes et charges d'exploitation.

## Ouvrages :

- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
- Béton armé BAEL 91 modifié99 et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Construire parasismique Milan Zacek
- Formulaire du béton armé Victor Davidovici
- Calcul des ouvrages en béton armé Mohamed Bellazougui
- Cours de béton armé U.J.F Grenoble I
- Aide mémoire RDM Edition Dunod
- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

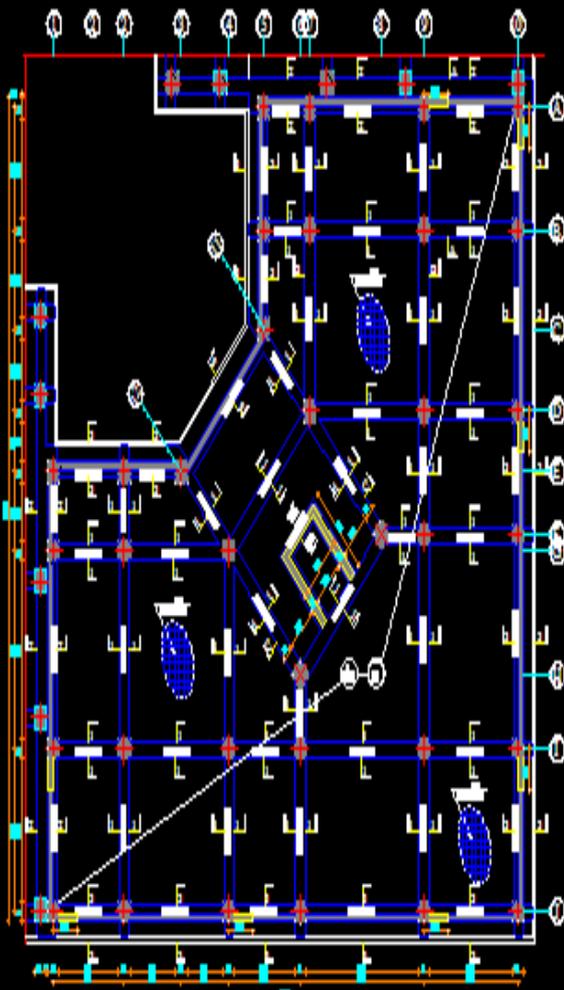
## Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

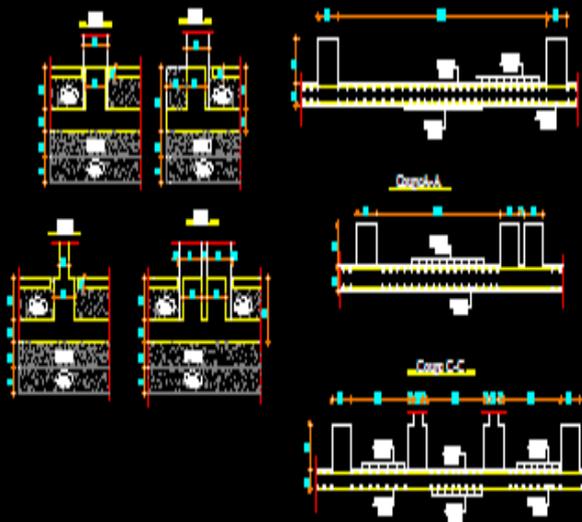


PLAN DE FONDATION NIV. 4.1

Coupe 4.1



PLAN DE FONDATION NIV. 4.2



République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université MOHAMED ELBAHEDI Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

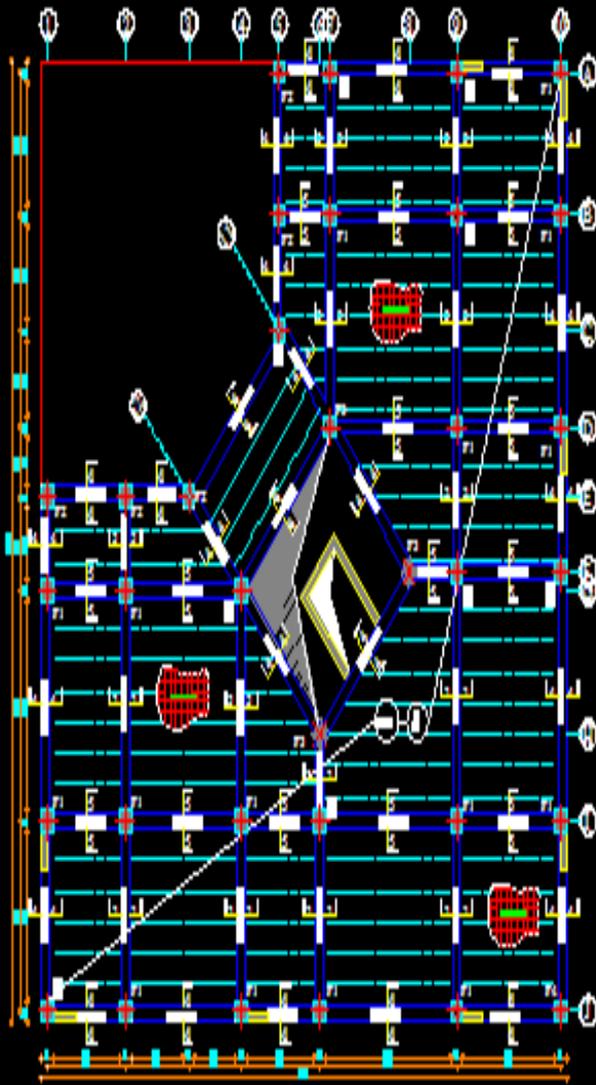
**Projet:**  
 Etude d'un bâtiment (R+3+2S-So) à usage  
 d'habitation et commercial à construction

**Echelle:**  
 1/20

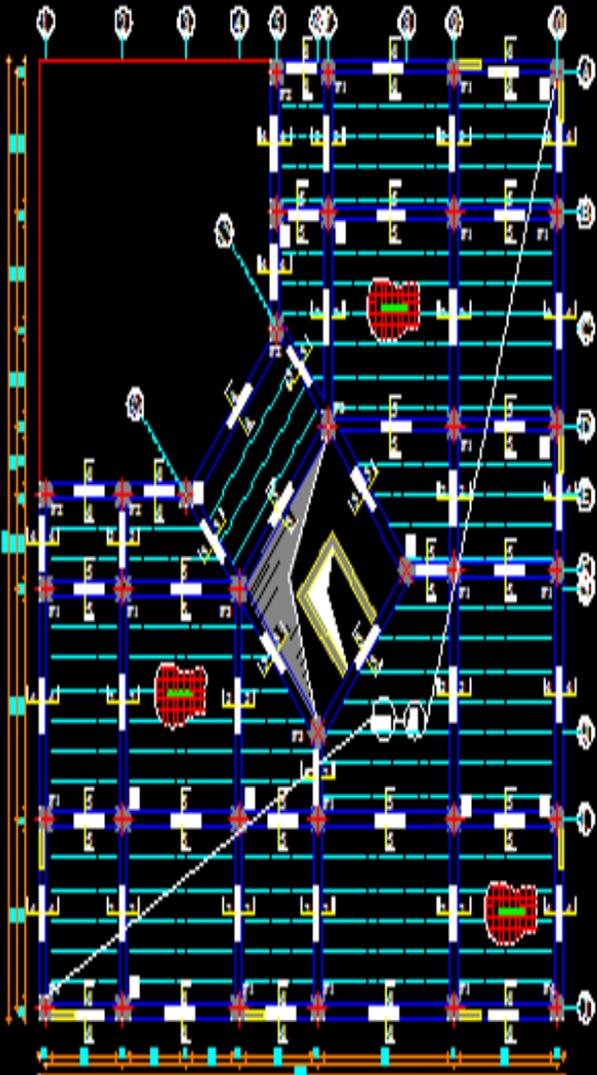
**ÉQUIPE DE:**  
 ALY CHEMINE SOUCHE  
 ENCOUR MOHAMED  
 SIDAÏ ELBAÏZA

**Plan:**  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

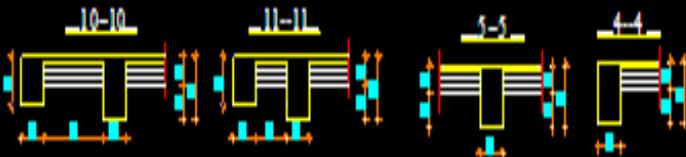
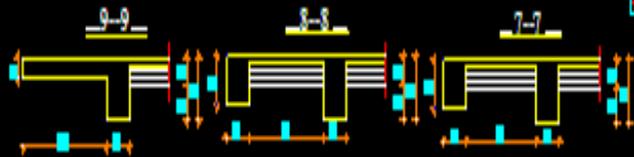
**SERIE DE:**  
 Mr. ELACH



W. JETON, 77000 LOR VRA, I.C.A. B.



W. JETON, 77000 LOR VRA, I.C.A. B.

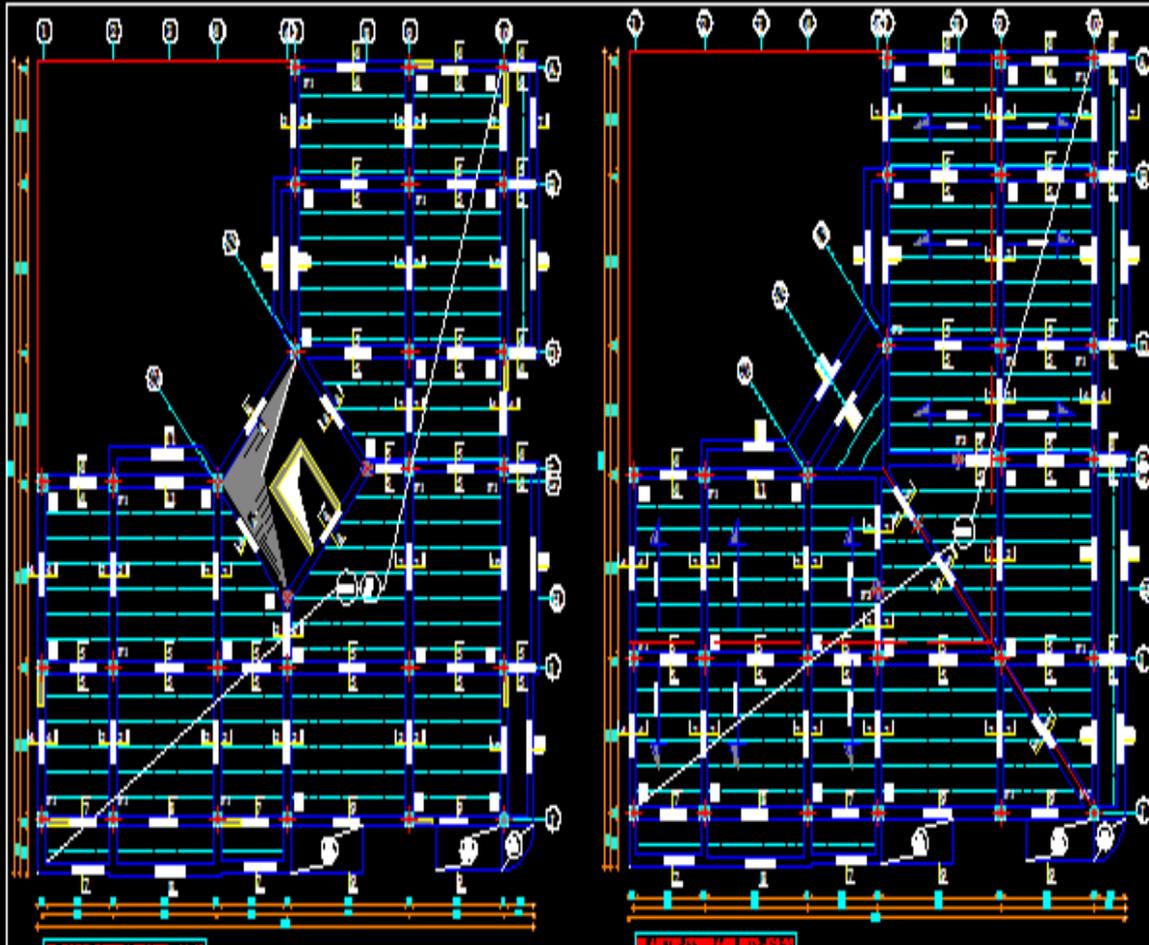


République Algérie Démocratique et Populaire  
 Université MOHAMED ELBAHEDI Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

Projet:  
 Etude d'un bâtiment (R+8+2S-Sol) à usage  
 d'habitation et commercial à ossature mixte.

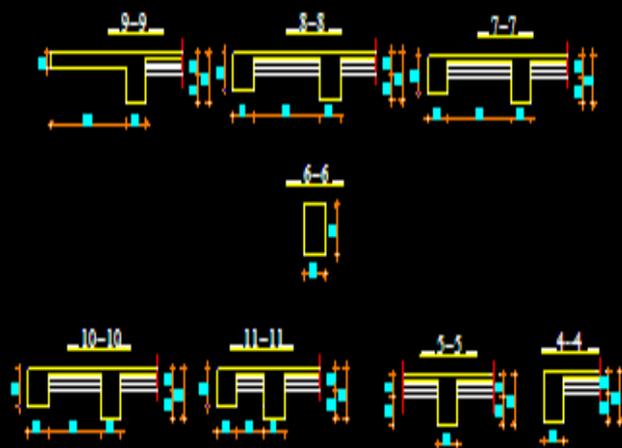
Echelle: 1/20	ÉLUÉ PAR: AYT CHERCHER ROUCHE	DATE: _____
	MAJORE MOHAMED SIBALI ELBAHEDI	ÉLUÉ PAR: M. FACH





P. 01/18 COMBLES (NIVEAU 00+00)

PLANTA COMBLES (NIV. 00+00)



République Algérienne Démocratique et Populaire Université BOUCHELOU EL-BACHIRI Tlemcen Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+8+2S-So) à usage d'habitation et commercial à rez-de-chaussée.		Date : _____ _____ _____
Echelle : 1/20	Dessiné par : AIT CHENOUA SOUCHE HANICHE MOHAMED ELHALI ELKHAÏR	Vérifié par : No. 14321