

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

*Faculté de Génie de construction*

*Département de Génie civil*

# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme de MASTER*

*En Génie civil*

*Option : Construction Civil et Industriel (C.C.I)*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9 +attique)  
A usage d'habitation et commercial en  
contreventement mixte*

*Proposé et dirigé par :*

*M<sup>r</sup> KHELIL. N*

*Présenté par :*

*M<sup>r</sup> : AZZI Aziz*

*M<sup>r</sup> : AIT TALEB Massinissa*

*Devant le jury :*

*Président : M<sup>r</sup> BOUAFIA.Y*

*Examineurs : M<sup>r</sup> ILLOULI.S*

*Promotion : 2017 – 2018*

# REMERCIEMENT

*En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr KHELIL pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.*

*Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.*

*Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

*Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout  
au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et  
qui' ont tout fait pour que je réussisse,  
Que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*A mes sœurs*

*A tous mes amis(es).*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à  
la réalisation de ce modeste travail.*

*A toute la promotion 2017 /2018.*

*Aziz*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A la mémoire de mon grand-père paternelle Mhanna, et de mon grand-père maternelle Bélaïd, puissent-ils reposer en paix.*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

*A mes chers grands frères Mhanna ; Juba ; Jugurtha ; Yazidet sa femme Wassila et leur petit ange Eliane.*

*A ma chère petite sœur Katia.*

*A ma femme Massiva.*

*A toute ma famille.*

*A mon binôme AZZI Aziz ainsi qu'à toute sa famille.*

*A tous mes amis(es).*

*A toute la promotion 2017 /2018.*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

*Massinissa*

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>02</b>
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....</b>	<b>10</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.....</b>	<b>26</b>
➤ Acrotère .....	26
➤ Plancher.....	34
➤ Escaliers .....	58
➤ Poutre palière.....	73
➤ Poutre de chainage.....	81
➤ Salle machine.....	86
<b>Chapitre IV : Etude de contreventement.....</b>	<b>91</b>
<b>Chapitre V : Présentation du logiciel ROBOT.....</b>	<b>112</b>
<b>Chapitre VI : Vérification du RPA.....</b>	<b>126</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des éléments.....</b>	<b>137</b>
➤ Poteaux.....	137
➤ Poutres.....	152
➤ Voiles.....	159
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>179</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>205</b>
<b>Bibliographie</b>	

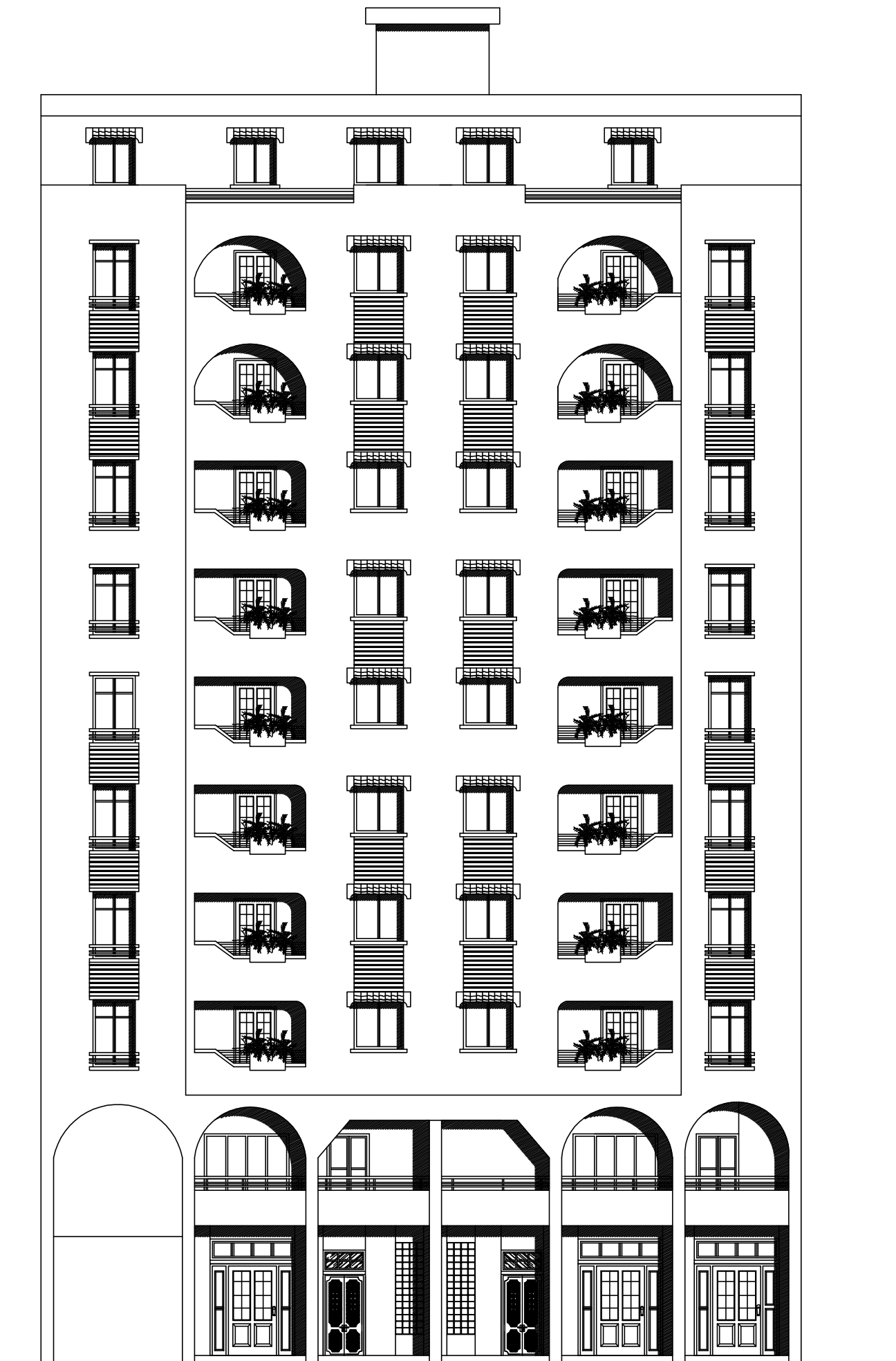
## **Introduction**

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et développement continu.

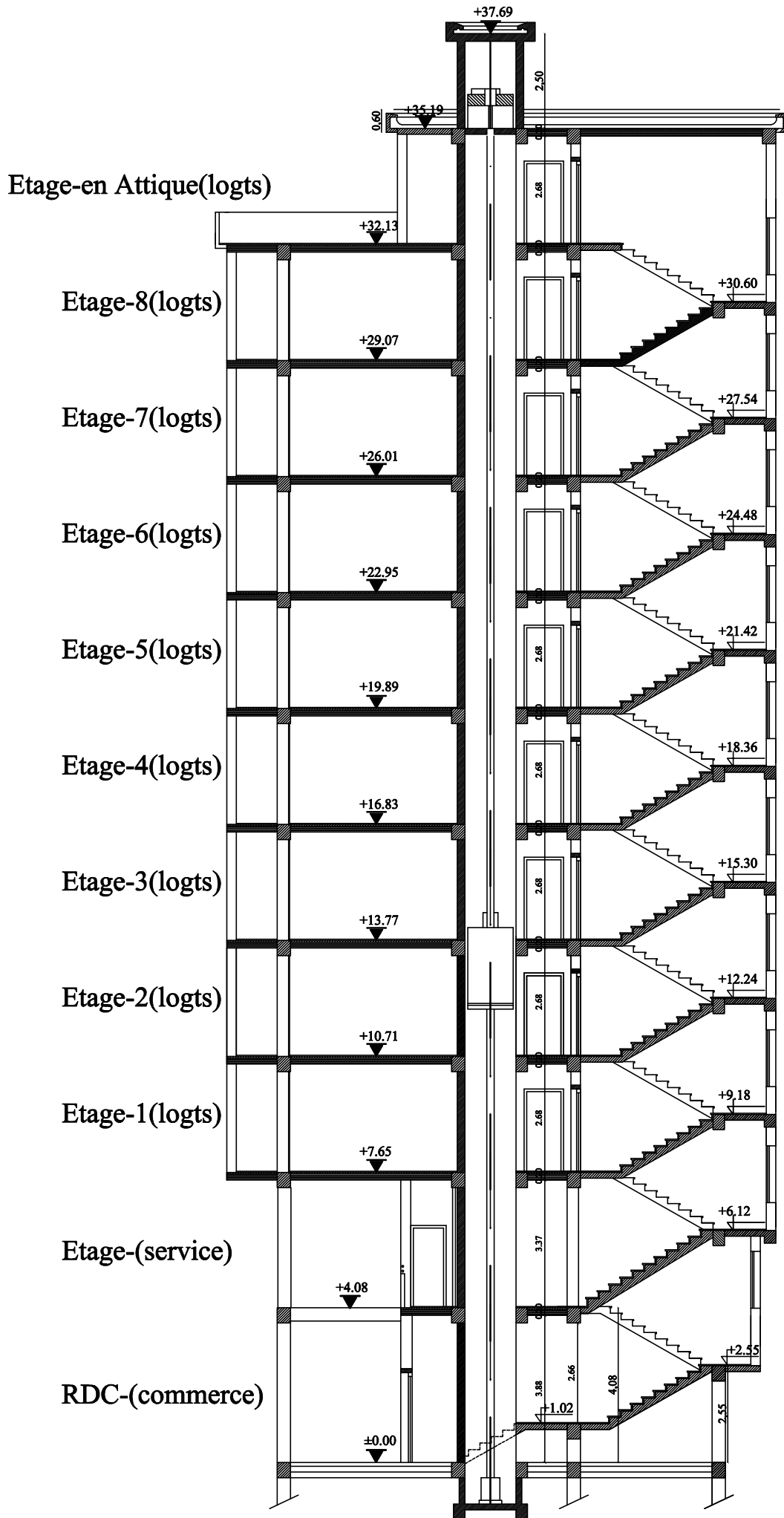
Les catastrophes naturelles, les séismes en particulier, qui ont secoués notre pays, nous ont contraints à mettre en place des règles de construction appropriées, et à être plus rigoureux quant à leur application et leur respect.

Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le Règlement Parasismique Algérien (RPA).Le dernier en date est le RPA99 (version 2003) auquel on se réfère dans toute études de construction en Algérie.

Notre coopération en tant que futurs ingénieurs, porte sur le calcul et l'interprétation de ce dernier sous forme de plans d'exécutions et veiller à leur bonne exécution tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques de l'ouvrage.

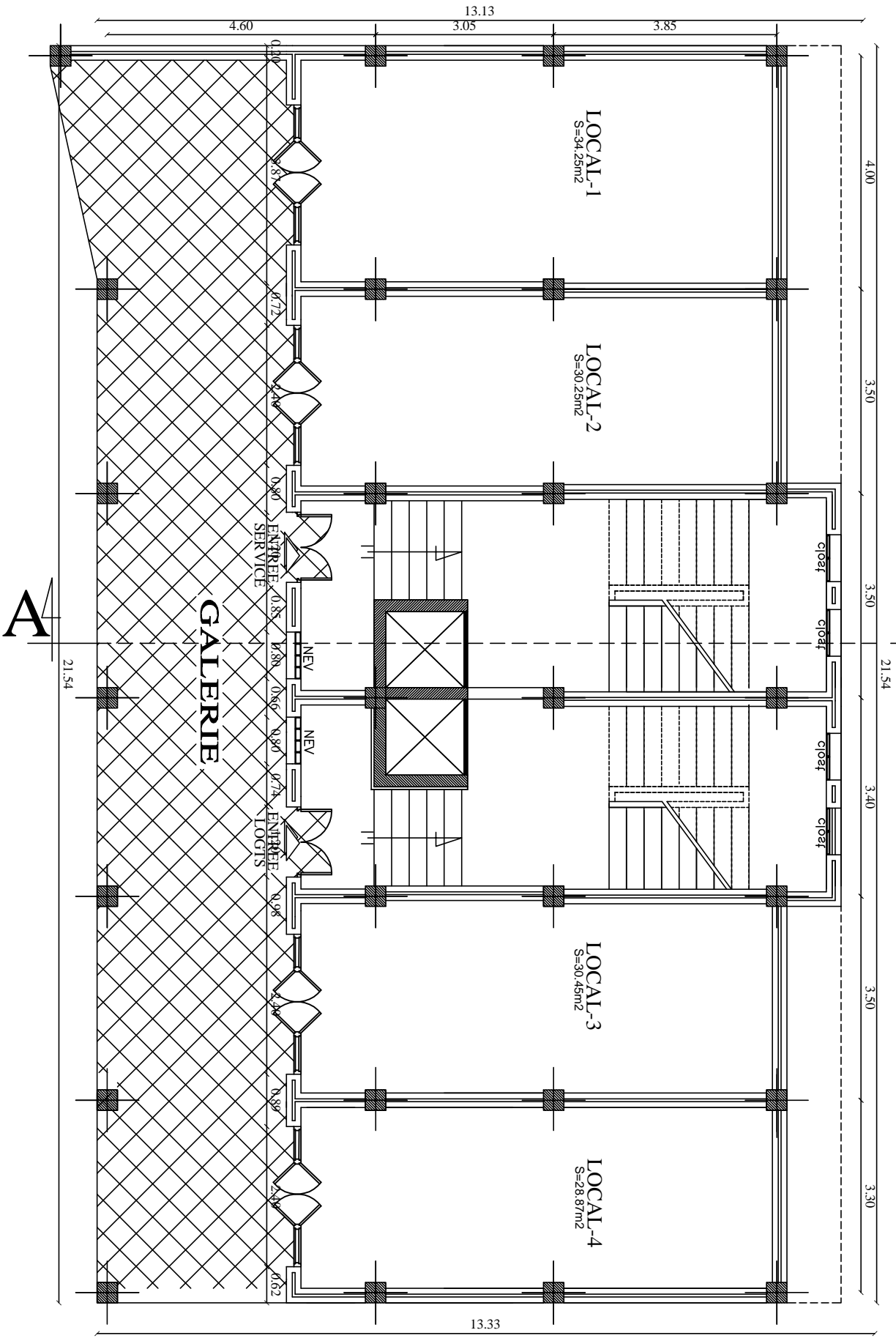


\*FACADE PRINCIPALE\*

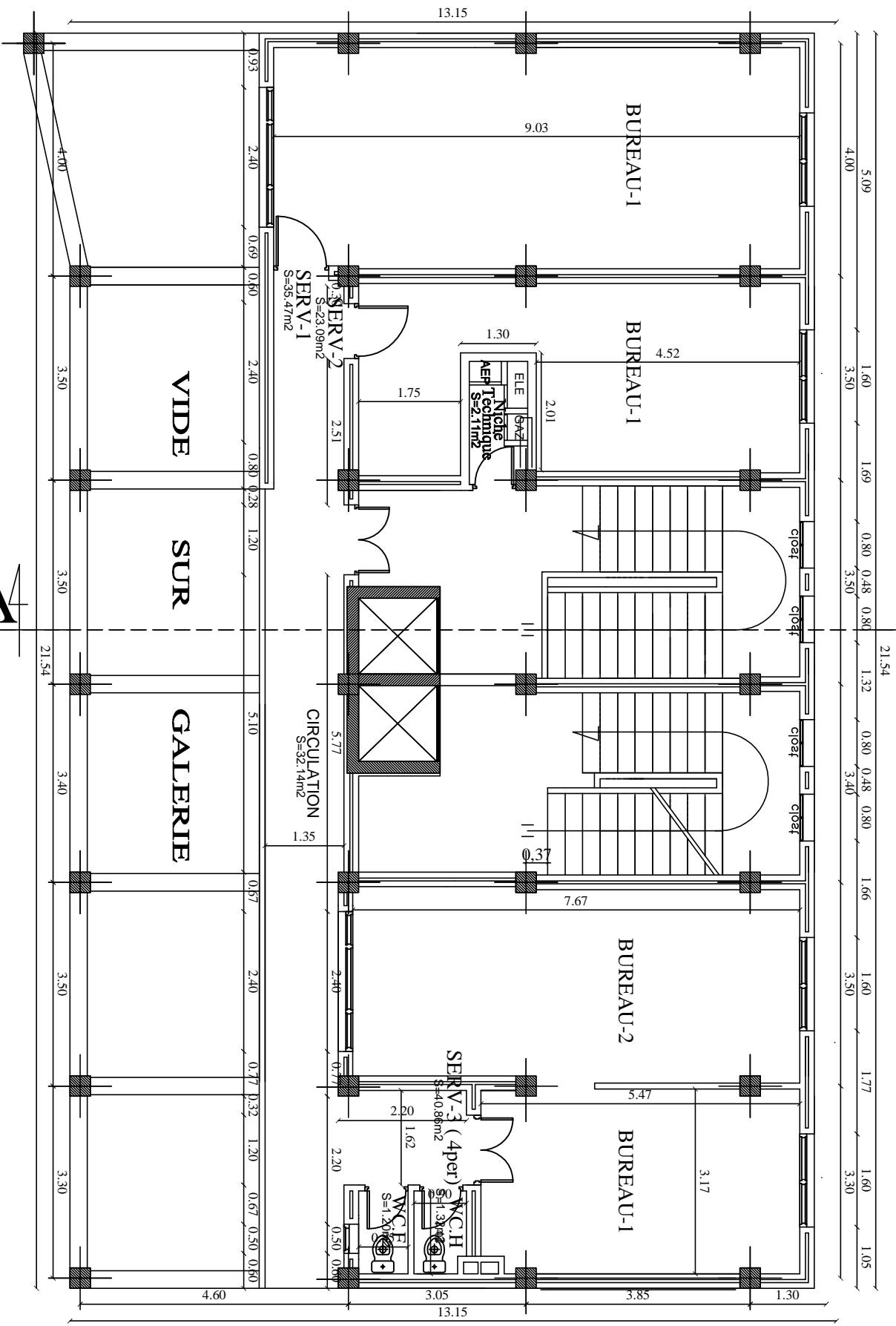


\*COUPE LONGITUDINALE: A-A\*

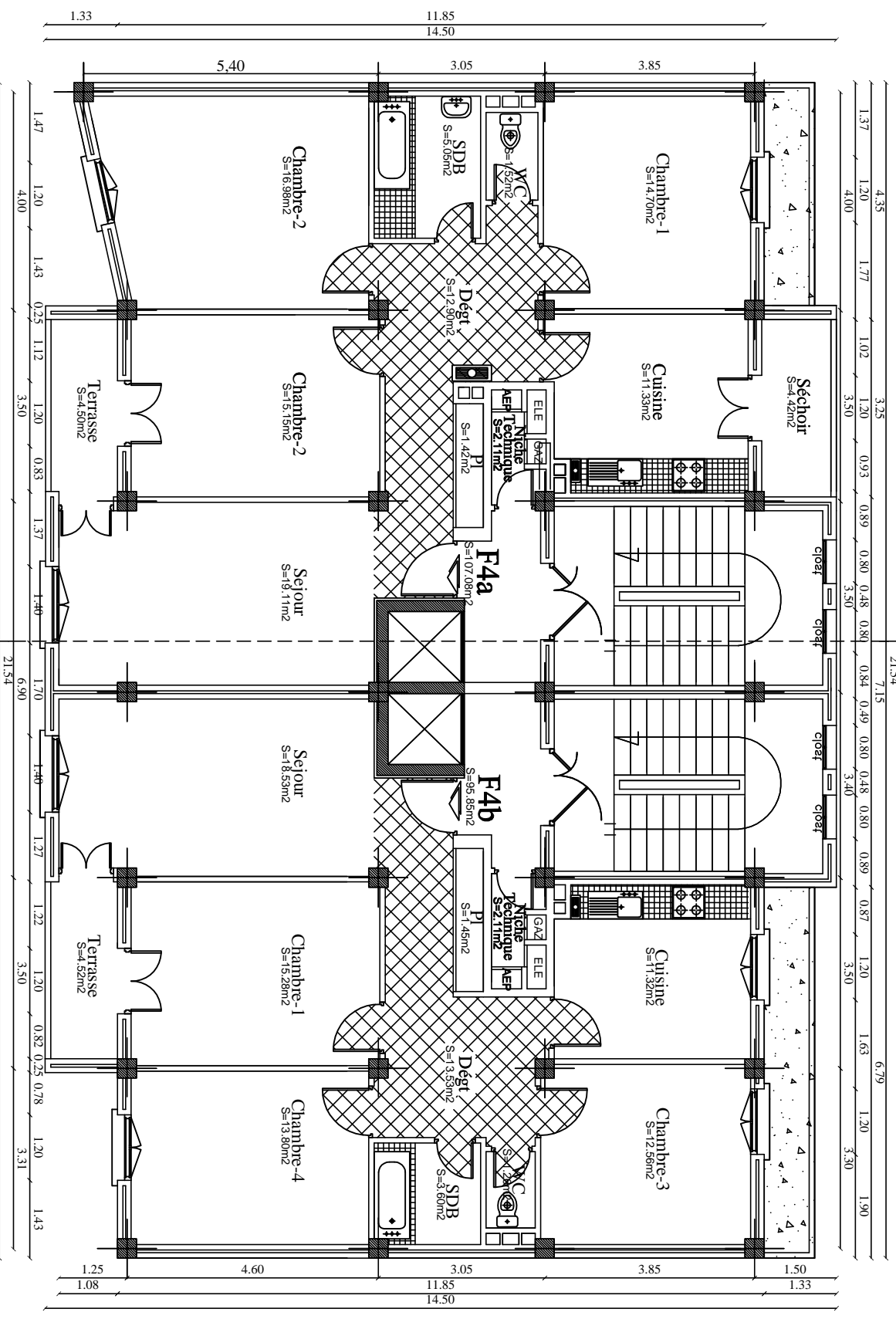
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



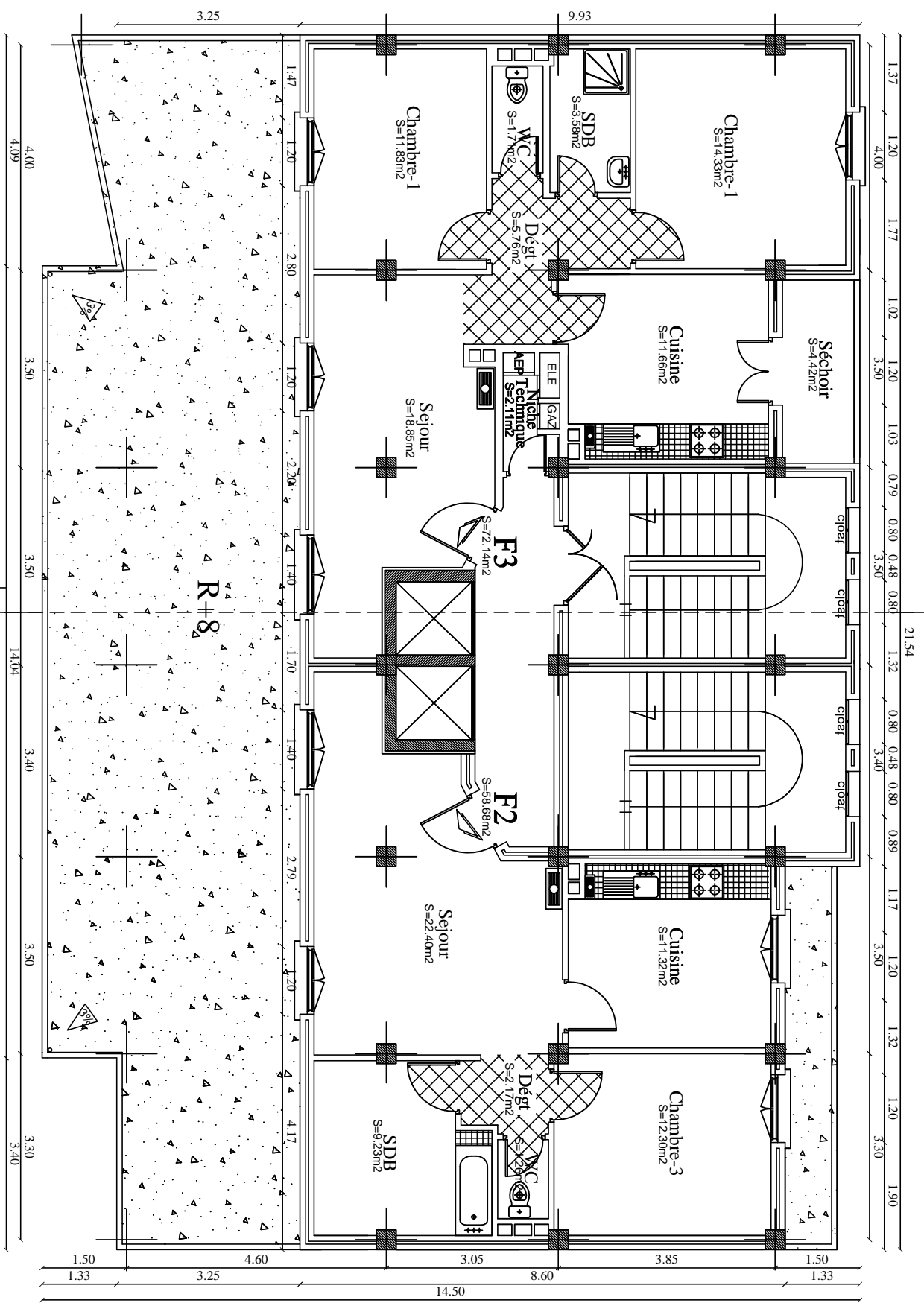
**\*PLAN DE RDC (commerce)\***



**\*PLAN DE ETAGE (service)\***

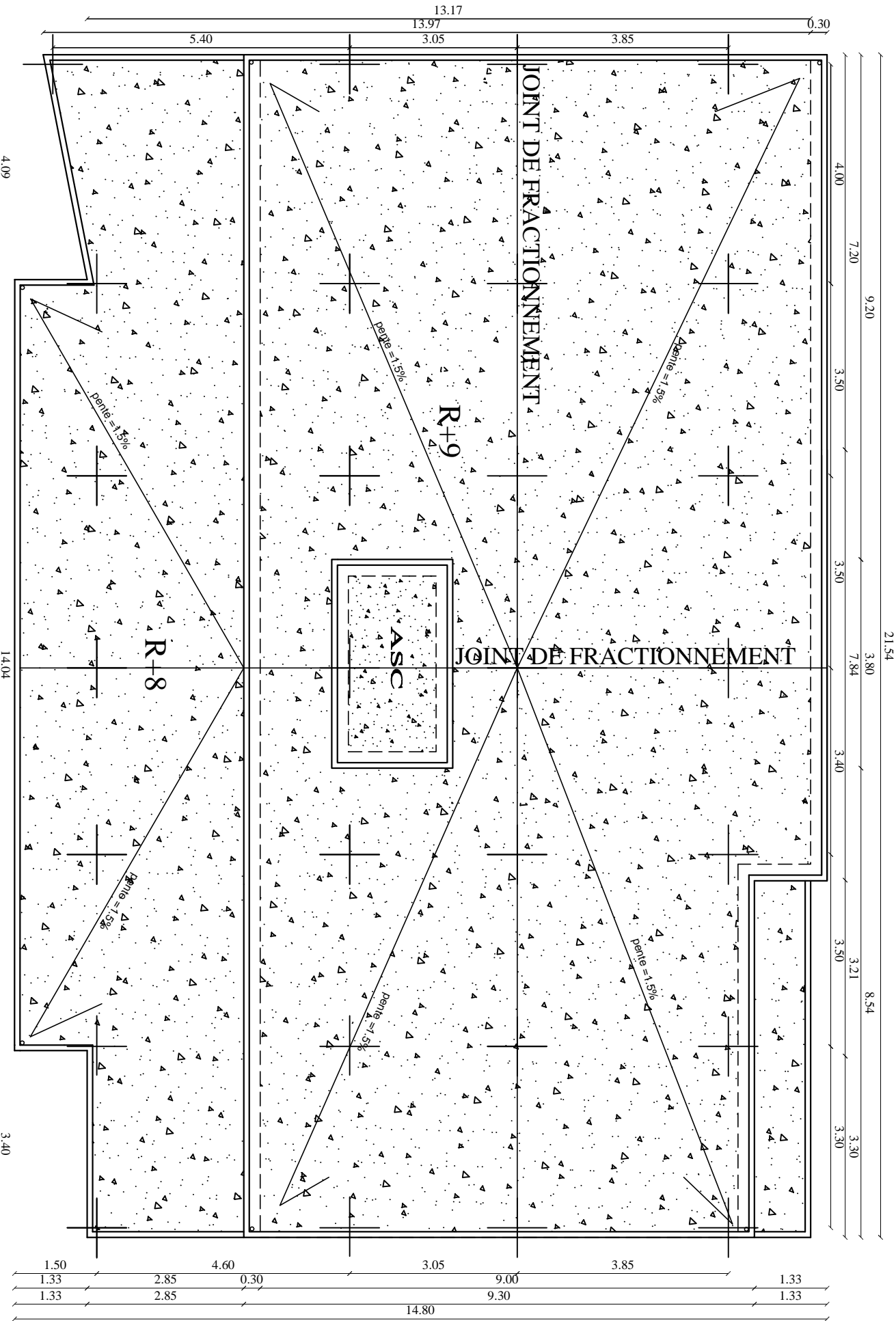


\*PLAN DE L'ETAGE COURANT DES NIVEAUX 1-2-3-4-5-6-7-8\*

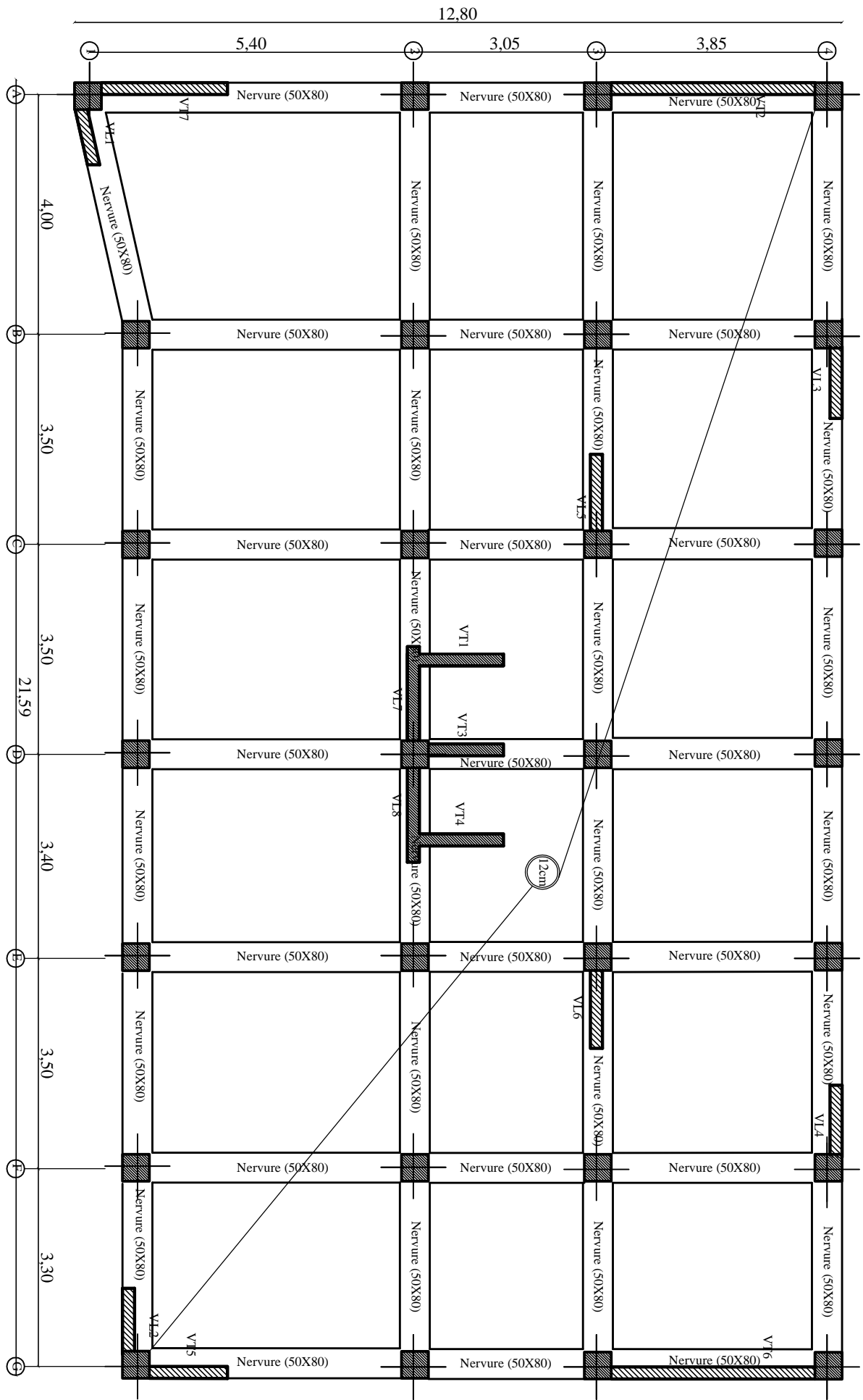


**\*PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE\***

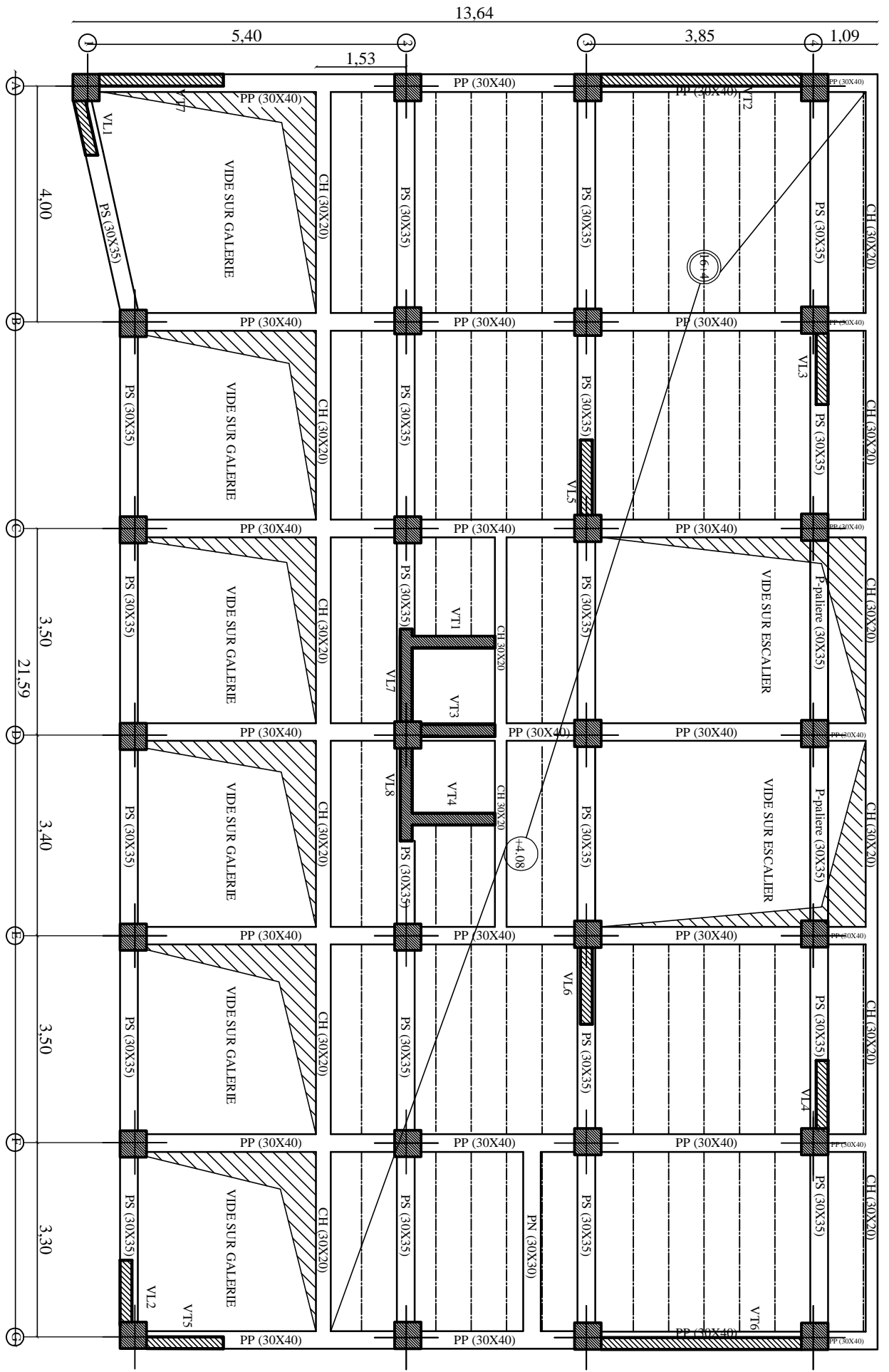
**R+8**



# Plan de la toiture

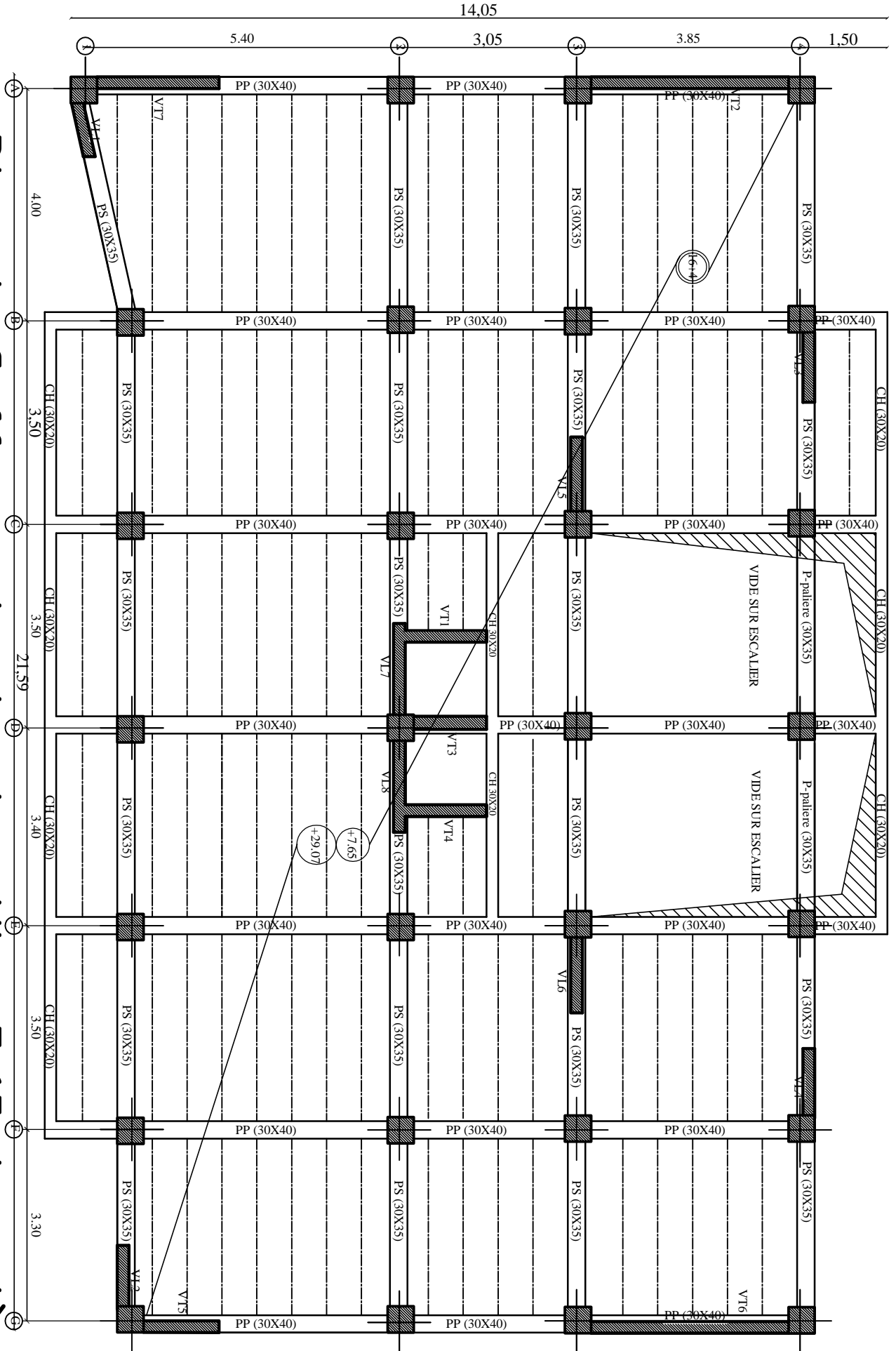


Plan de fondator

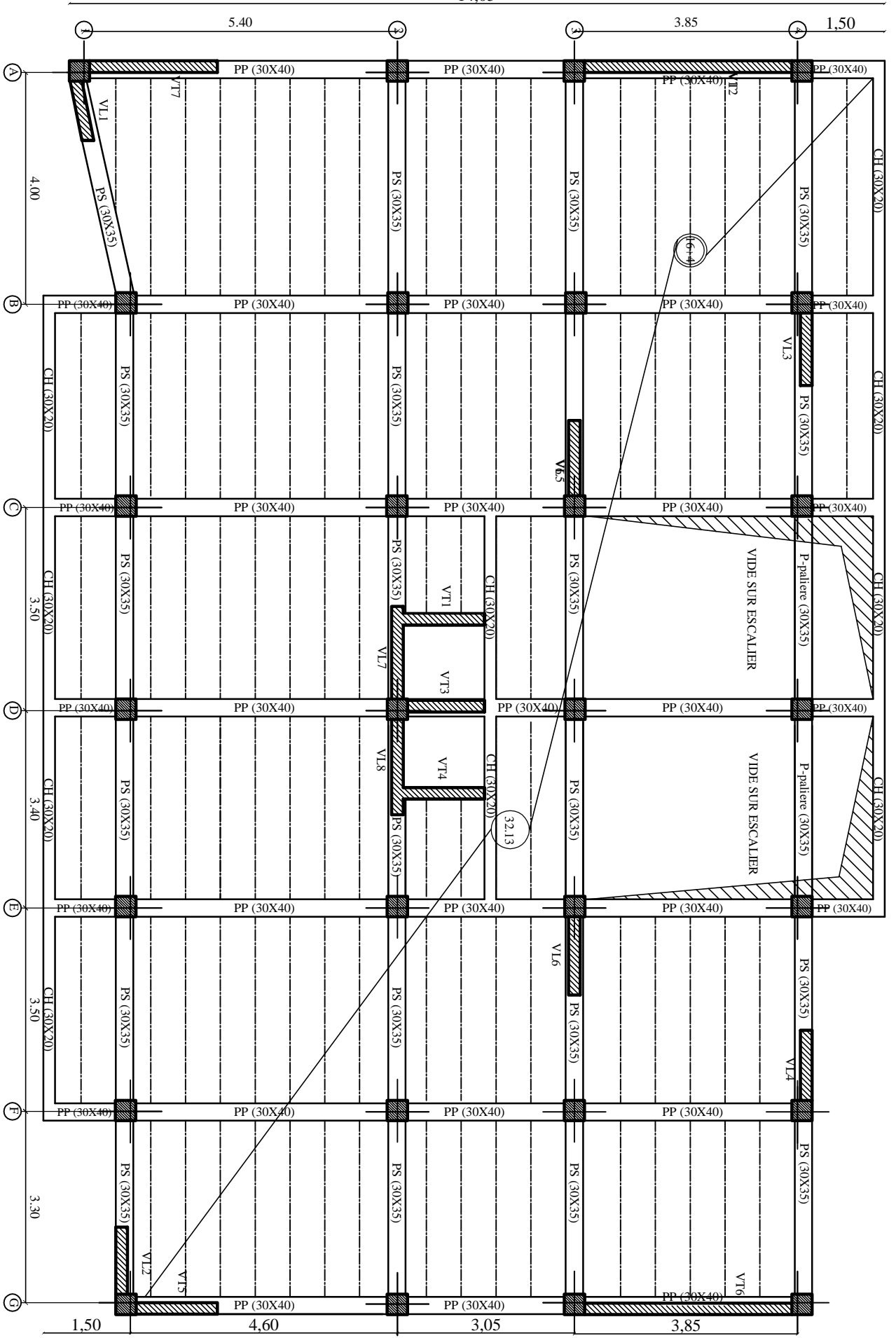


Plan de coffrage de plancher Niv +4.08

# Plan de Coffrage de plancher Niv +7.65 Jusqu'à 29.07

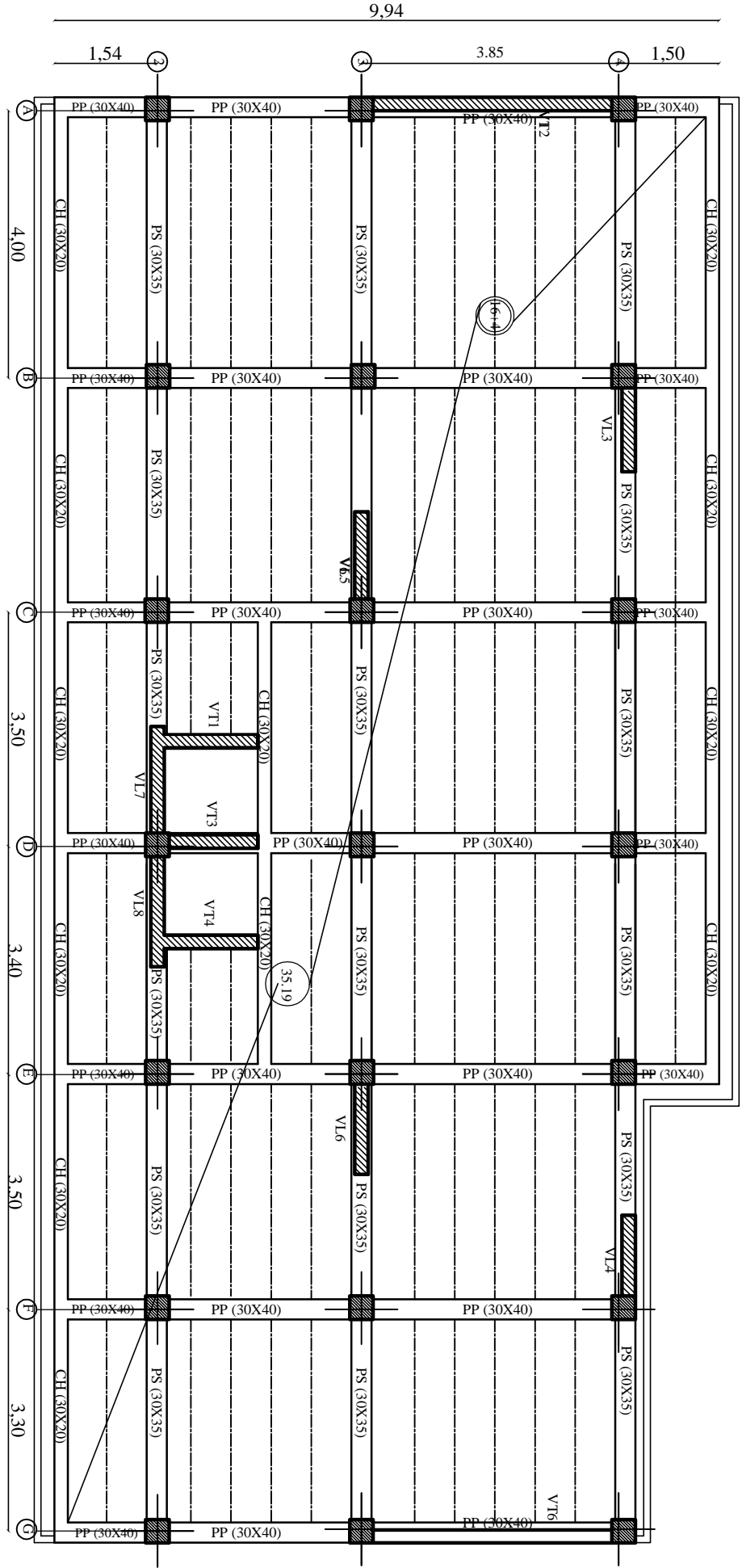


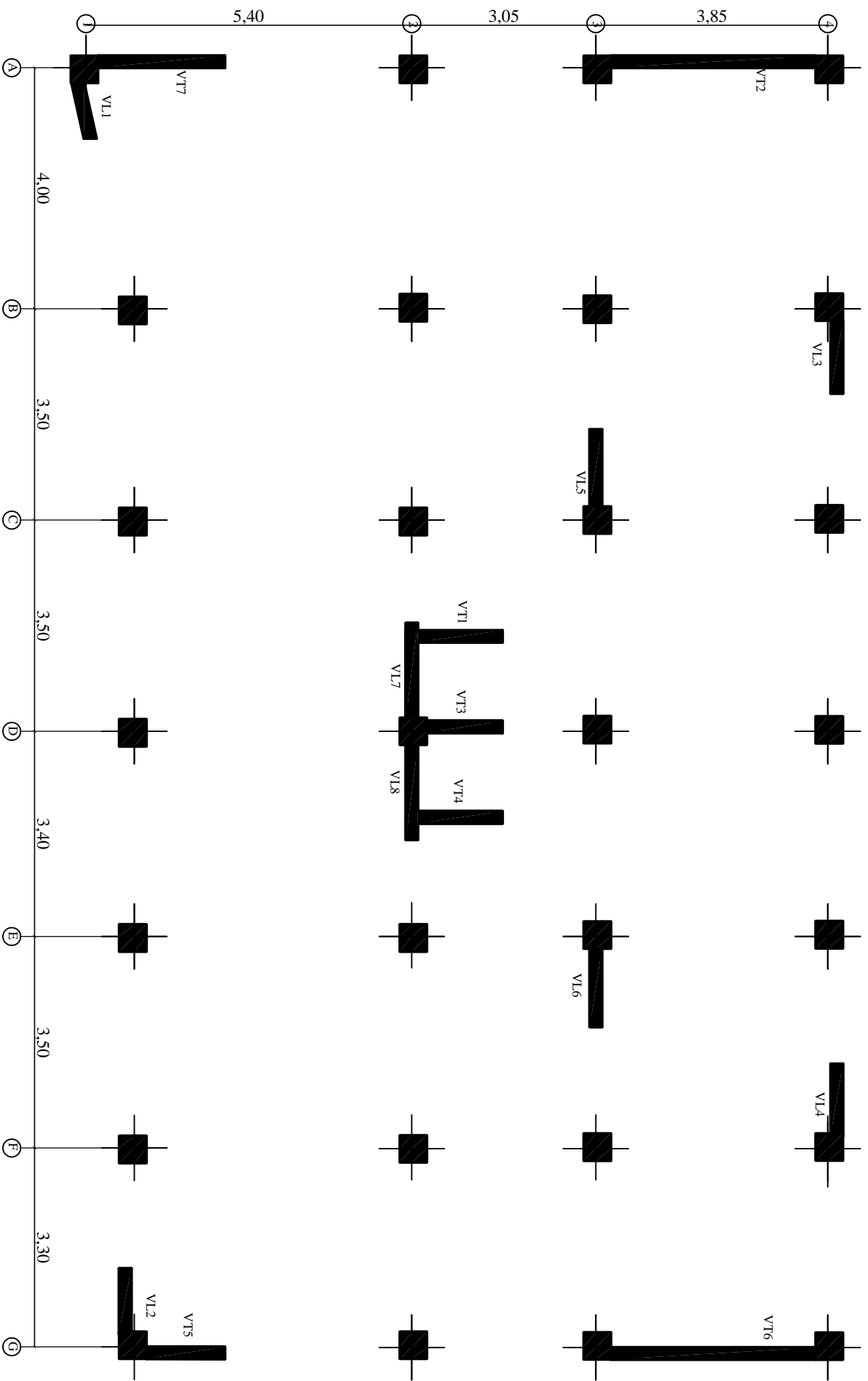
14,05



# Plan de coffrage de plancher Niv +32.13

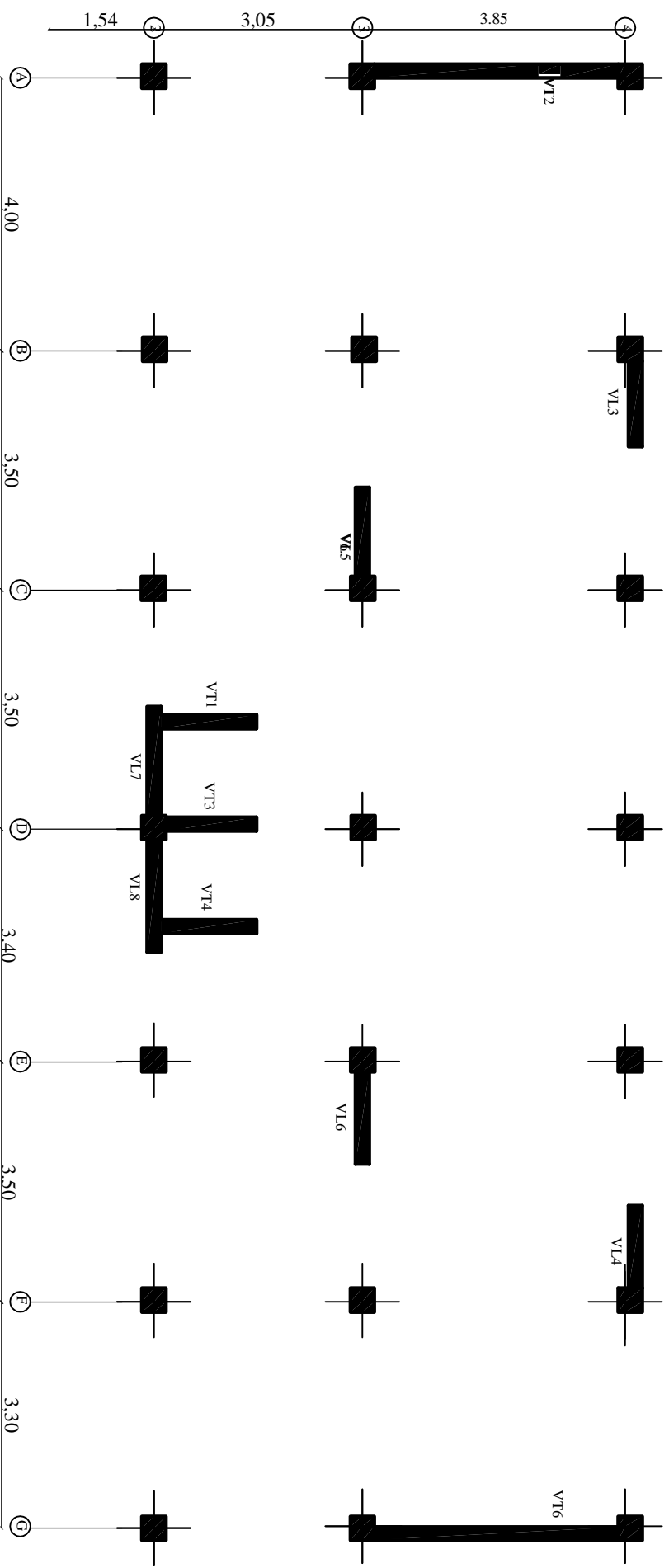
# Plan de coffrage de plancher Niv +35.19





# Plan de répartition des voiles Niv : +0.00 Jusqu'à 32.13

# Plan de répartition des voiles Niv +35.19



**I-1) Présentation de l'ouvrage :**

Notre étude va comporter sur un bâtiment en R+9+ un attique à usage d'habitation et commerce. Implantée à **Tizi-Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- ) Un RDC à usage commerciale.
- ) Un étage de service.
- ) Huit(8) étages courants à usage d'habitation.
- ) Un étage-en attique.
- ) Une terrasse inaccessible.

L'accès aux différents étages est assuré par deux cages d'escalier et deux ascenseurs.

**I-2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Hauteur total.....	37.69 m
Longueur total.....	21.54 m
Largeur total.....	14.50 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur d'étage de service.....	3.57 m
Hauteur du RDC.....	4.02 m
Hauteur de l'acrotère .....	0.60 m

**I-3) Les éléments de l'ouvrage :****I-3-1) L'ossature :**

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

**I-3-2) Planchers :**

Les plancher sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporte des charges (son poids propre et des surcharges d'exploitations) et les transmettre aux éléments porteurs. Les planchers assurent deux fonctions principales :

**a) Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

**b) Fonction d'isolation :**

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles.

**▪ Planchers à corps creux :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou entrevous qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulé sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

▪ **Planchers à dalle pleines en béton armé :**

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Dans notre cas les dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine.

**I-3-3) Les voiles de contreventements :**

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

**I-3-5) Maçonnerie :**

Un mur en maçonneries est une structure verticale composée par l'assemblage d'éléments de petites dimension, montés en lits horizontaux et à joints croisés, liés entre eux par joint de mortier, par collage ou par emboîtement.

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I-3-6) Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

**I-3-7) Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte deux cages d'ascenseur réalisé en voile coulé sur place.

**I-3-8) L'acrotère :**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60m de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

**I-3-9) Escalier :**

Élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre.

L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux et verticaux consistant en des marches, des paliers et contremarches.

**I-3-10) Fondation :**

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

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

**I-3-11) Coffrage :**

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

**I-4) Étude du sol :**

On optera pour une contrainte admissible du sol  $\bar{f}_{adm} \times 2bars$

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 & version 2003) ; le site sera classé dans la catégorie  $S_2$  (site ferme – surconsolidée).

**I-5) Règlements utilisés :**

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 version 2003 et le DTR-C2-47/NV99.

**I-5-1) Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99) :**

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

**I-5-2) Les différents états limites :****a) États limites ultimes (ELU)**

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

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

**b) États limite de service (ELS)**

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

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

**I-6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

**I-6-1) Le béton :** est un matériau constitué par un mélange homogène de sable et graviers (granulats), de liants hydrauliques (ciment), et de l'eau et éventuellement d'adjuvants. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la quantité et les types de matériau et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suite :

- Granulat (sable 5mm, gravier 5 25mm).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg / $1\text{m}^3$  de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau

**I-6-1-1) Résistance caractéristique du béton à la compression :** La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm hauteur.

- ☞ A 1 J le béton attend 15 de sa résistance.
- ☞ A 3 J 50 .
- ☞ A 7 J 70 .
- ☞ A 14 J 80 .
- ☞ A 21 J 90 .
- ☞ A28 J 99

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression et, noté  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_c = \frac{j}{4.7 + 0.8 j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ ,
- $f_c = \frac{j}{1.4 + 0.9 j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} > 40\text{MPa}$ .

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**I-6-1-2) La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en [MPa]

à  $t = 28$  jours,  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**I-6-1-3) La contrainte limite de service à la compression**

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

**I-6-1-4) La contrainte limite ultime à la compression:**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (exprimé en [MPa])}$$

Avec :

- : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions ;
- = 1 : si la durée d'application est > 24 heures ;
- = 0.9 : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;
- = 0.85 : si la durée d'application est < à 1 heure.

$\gamma_b$  = Coefficient de sécurité qui a pour valeurs

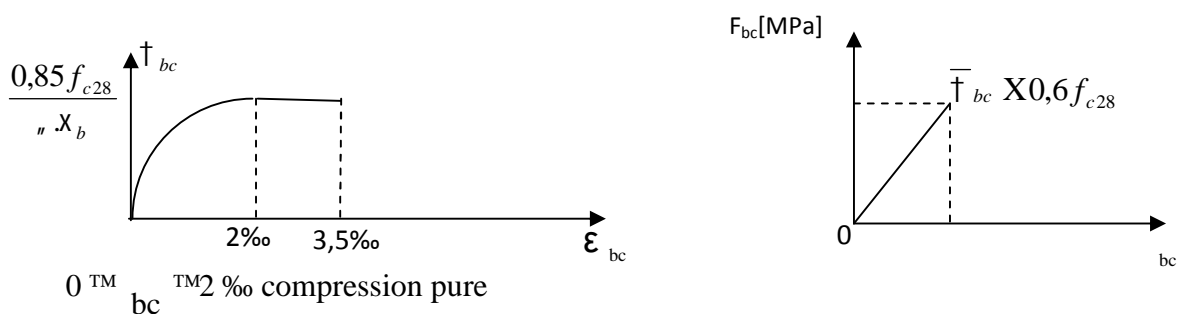
$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courant

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

**I-6-1-5) Diagrammes contraintes- déformation du béton (Art A.4.3, 41 BAEL 91):**

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

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



Avec : ( $\epsilon_{bc}$  raccourcissement du béton).

$2 \text{ }^{\text{TM}} \text{ }_{bc} \text{ }^{\text{TM}} 3,5 \text{ }^{\text{TM}} \text{ }_{bc}$  compression avec flexion.

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

**I-6-1-6) Déformations longitudinales du béton**

a) Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours (Art A.2.1, 21 BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{MPa} .$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$ .

b) Module de déformation différée du béton à j jours : (Art A.2.1, 21 BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{MPa} .$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$

c) Module de déformation transversale :

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

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

d) Le coefficient de Poisson =

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale par:

- $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.
- $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

**1-6-2) L'acier :**

Il est utilisé dans le bâtiment pour renforcer les parties comprimées du béton, et assurer la résistance à la traction dans les parties tendues de ce dernier. On distingue trois types :

- **Les ronds lisses** : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] et 235 [MPa] respectivement ;
- **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa] ;
- **Treillis soudé** : quadrillage en fil écrouis soudés électriquement de type TS520.

**I-6-2-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égale a' :

$$E_s = 2.10^5 [\text{MPa}] .$$

**I-6-2-2) Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égale à :  $\nu = 0,3$ .

**I-6-2-3) Les contraintes limites :****a) Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$s \frac{F}{X_s} \frac{e}{s}$$

Avec :

$$s : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{matrix} s & X_{1,15} & \text{situation durable.} \\ s & X_1 & \text{situation accidentelle.} \end{matrix}$$

**b) Contrainte limite de service (ELS) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible**

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

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

- **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\overline{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{.f_{tj}} \right\} ; (\text{Art A .5.34 BAEL.91})$$

- **Fissuration très préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

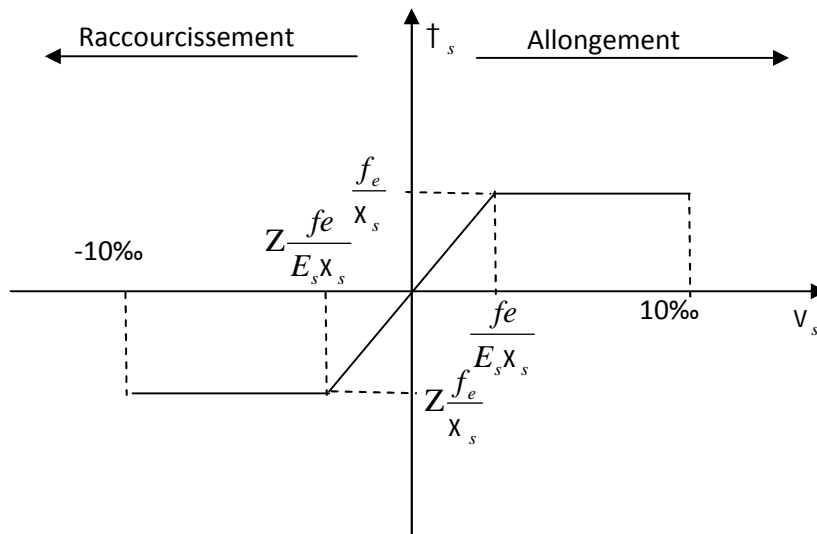
$$st = \min \left\{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{.f_{tj}} \right\} ; (\text{Art :A.5.34 BAEL.91}).$$

: coefficient de fissuration

=1 pour les ronds lisses (RL)

=1.6 pour les aciers haute adhérence (H.A) de : Ø 6 mm

=1.3 pour les acier haute adhérence (H.A) de : Ø < 6 mm

**I-6-4) Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier (BAEL 91/Art A.2.2, 2) :****I-7) Protection des armatures (BAEL 91/Art 7.2) :**

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

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

## II-I) Introduction :

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

### II-1) Les Planchers :

Dans notre projet on a deux types de planchers :

#### II-1-1) Les Planchers en corps creux :

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

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

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

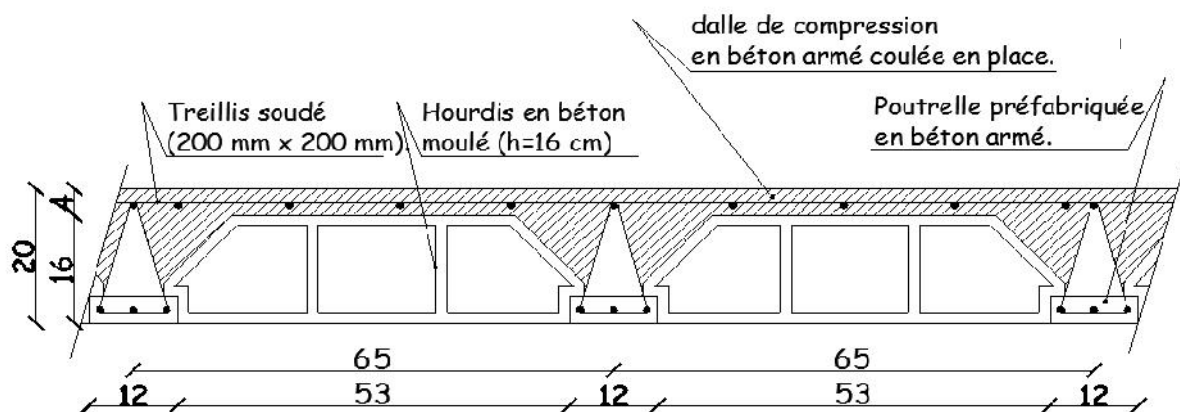


Fig.II.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis

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

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

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée par :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur du plancher.} \\ L_{\max} : \text{ Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$

Dans notre cas :  $L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$ .

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants :

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

### II-1-2) Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle (qui repose sur Trois ou quatre appuis) est donnée par la formule suivante:

$$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40.$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,30 \text{ m} \longrightarrow 130 / 50 \leq e \leq 130 / 40.$$

$$2,6 \leq e \leq 3,25$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; et sachant que la charge transmise par l'ascenseur est importante, alors on adoptera une épaisseur **e=15 cm**.

### II-1-3) Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le **BAEL 91modifié 99** et vérification selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité.

**Les formules empiriques préconisées par leBAEL91 modifiées 99 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Vérification selon le **RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1** (Zone sismique II.a)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right.$$

**h** : La hauteur totale de la poutre.

**b** : Largeur de la poutre.

**L** : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

**b<sub>1</sub>** : Largeur de poteau.

**Condition de rigidité** : On doit vérifier que  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

a) **Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99** :

▪ **Poutres principales** (les poutres porteuses):

Pour la hauteur h on aura :

$$L = 540 - 30 = 510 \text{ cm} \quad \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Leftrightarrow 34 \leq h \leq 51$$

On adopte  $h = 40 \text{ cm}$

$$\text{Pour la largeur } b \text{ on aura : } 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28$$

En premier lieu nous avons opté pour une largeur  $b=25\text{cm}$  mais lors de la modélisation nous avons été contraint d'augmenté la section de nos poutres et poteaux. On retiendra donc une largeur de  $b = 30\text{cm}$  .

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est : **(30 x 40) cm<sup>2</sup>**.

▪ **Poutres secondaires** : Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

Pour la hauteur h on aura :

$$\text{Avec } L = 400 - 30 = 370 \quad \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24,66 \leq h \leq 37$$

Pour plus de sécurité, on adopte  $h = 35 \text{ cm}$

$$\text{Pour la largeur } b \text{ on aura : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24,5$$

De même que pour les poutres principales et afin de satisfaire certaines vérifications lors de la modélisation nous avons opté pour une largeur  $b = 30\text{cm}$

Finalement, la section de la poutre secondaire à considérer est : **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**.

b) **Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1** : Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :

▪ **Les poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \\ h = 40 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \\ b_{\max} \leq 1.5(40) + 30 = 90 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

▪ **Les poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \\ h = 35 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \\ b_{\max} \leq 1.5(35) + 30 = 82.5 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) **Condition de rigidité** : On doit vérifier que :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

▪ **Les poutres principales :**

$$\frac{40}{510} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

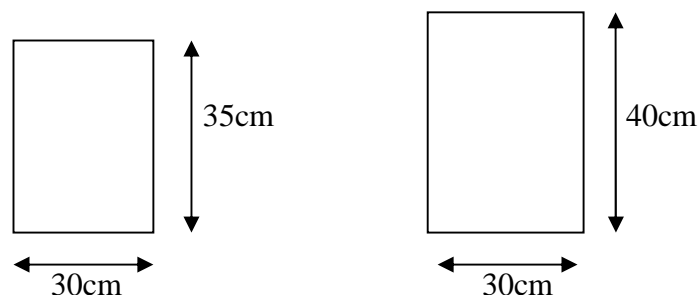
▪ **Les poutres secondaires :**

$$\frac{35}{370} = 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**Conclusion :**

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30/40) cm<sup>2</sup>.
- Les poutres secondaires : (30/35) cm<sup>2</sup>.

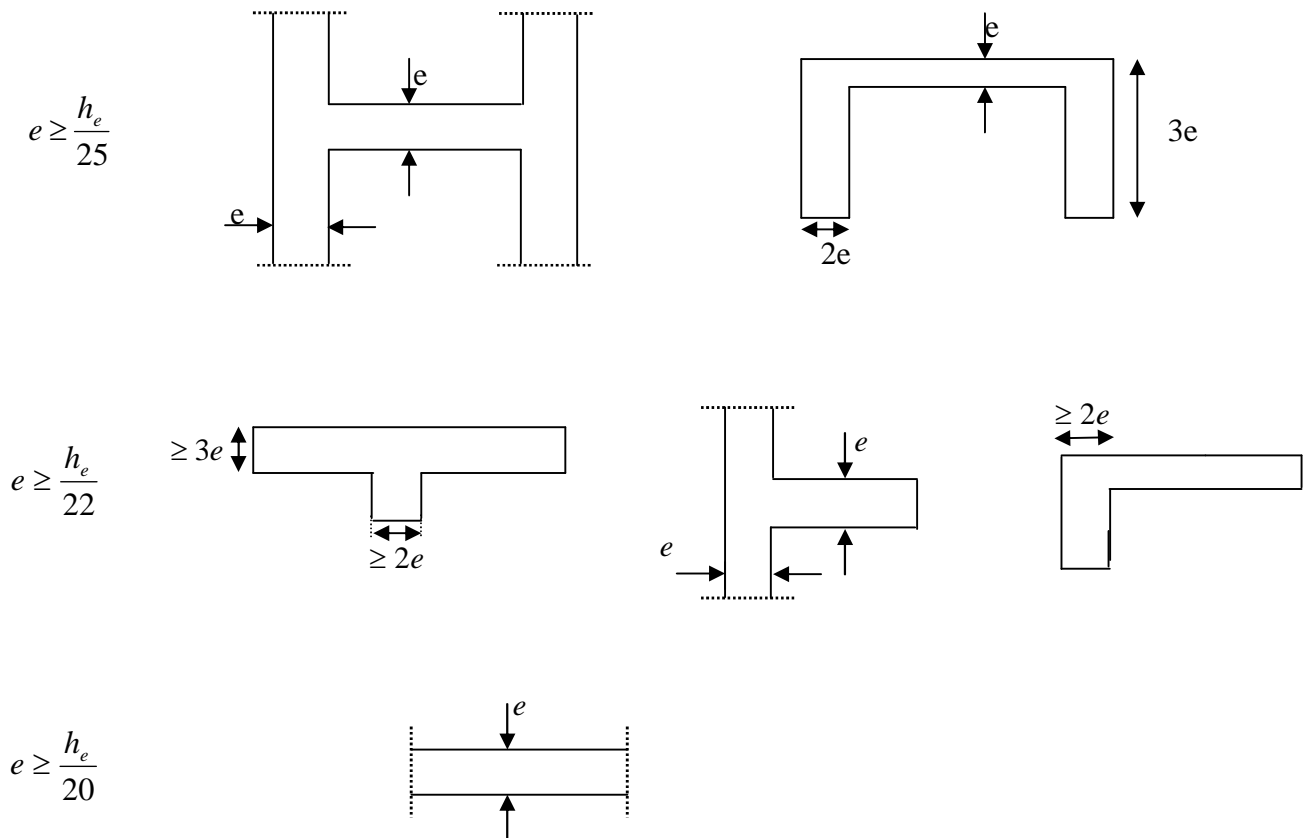


*Figure II.2 : Schéma descriptif des sections des poutres.*

**II-1-4) Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales (fonction porteuse), et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (fonction de contreventement).

- **L'épaisseur (e) :** Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7-7-1 du RPA99).



**Figure II.3: coupe verticale des différents voiles.**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de ( $e_{\min} = 15 \text{ cm}$ ).

On distingue trois types de voile :

**1<sup>er</sup> type :** voile encasté à ces deux extrémités : l'épaisseur sera déterminé par la formule suivante :  $e \geq \frac{h_e}{25}$

**Pour le RDC :**

$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$ .

$e \geq 388 / 25 = 15.52 \text{ cm}$ .

**Pour l'étage de service :**

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm.}$$

$$e \geq 337 / 25 = 13.48 \text{ cm}$$

**Pour les étages courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq 286 / 25 = 11.44 \text{ cm.}$$

On opte pour ce type de voile pour une épaisseur **e=20cm**

**2<sup>ème</sup> type :** voile encastré à une seule extrémité : l'épaisseur sera déterminé par la formule

$$\text{suivante : } e \geq \frac{h_e}{22}$$

**Pour le RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e \geq 388 / 22 = 17.63 \text{ cm.}$$

**Pour l'étage de service :**

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm.}$$

$$e \geq 337 / 22 = 15.31 \text{ cm}$$

**Pour les étages courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq 286 / 22 = 13 \text{ cm.}$$

On opte pour ce type de voile pour une épaisseur **e=20cm**

**3<sup>ème</sup> type :** voile libre à ces deux extrémités : l'épaisseur sera déterminée par la formule

$$\text{suivante : } e \geq \frac{h_e}{20}$$

**Pour le RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e = 388 / 20 = 19.40 \text{ cm.}$$

**Pour l'étage de service :**

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm.}$$

$$e = 337 / 20 = 16.85 \text{ cm}$$

**Pour les étages courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e = 286 / 20 = 14.30 \text{ cm.}$$

On opte pour ce type de voile pour une épaisseur **e=20cm**

▪ **Vérification des exigences du RPA :**

1- pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. RPA99 version 2003(Art 7.7.1)

$L_{\min} \geq 4e$  Avec  $L_{\min}$  : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 4 \times 0.20 = 0.8\text{m} \Rightarrow$  condition vérifiée.

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité(IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20\text{cm}$   $e_{\min} = 15\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**II-1-5) Les Poteaux :**

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

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

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec: } (N_s = G + Q).$$

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$S$  : section transversale du poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  .....en zone **I** et **IIa**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  .....en zone **III** et **IIb**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

**Remarque :**

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

**a) Surface d'influence :**

**Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité ( $C_4$ ) :**

$S_P = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$  **3.75**

$S_1 = (1.375 \times 1.85) = 2.543m^2$

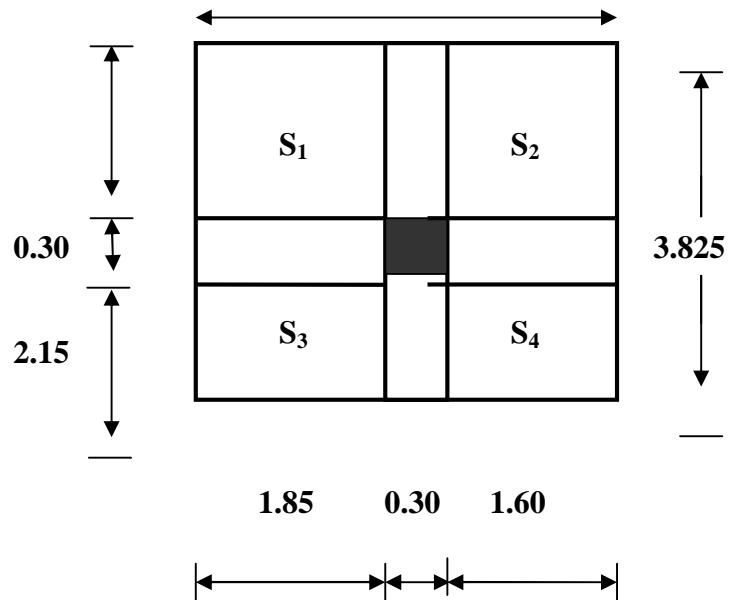
$S_2 = (1.375 \times 1.60) = 2.20m^2$

$S_3 = (2.15 \times 1.85) = 3.977m^2$

$S_4 = (2.15 \times 1.60) = 3.44m^2$  **1.375**

$S_P = 2.543 + 2.96 + 3.977 + 3.44$  **PS**

$S_P = 12.16m^2$



*Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité*

**b) Calcul le poids propre des poutres :**

**Avec :**  $\rho = 25KN/m^3$

Poutres	Charge permanente des poutres $G (KN/m^2)$	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}(KN)$
Poutres principales	$G_{pp} = [0.30 \times 0.40 \times (1.375 + 2.15)] \times 25 = 10.575$	$P_{totale} = 10.575 + 9.056 = 19.631$
Poutres secondaires	$G_{ps} = [0.30 \times 0.35 \times (1.85 + 1.60)] \times 25 = 9.056$	

**Tableau II.1: Charges permanentes des poutres**

II-2) Descente de charges :

II-2-1) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

A. Les charges permanentes :

▪ Plancher terrasse inaccessible:

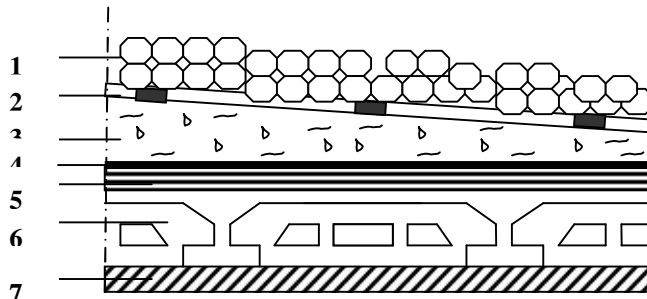


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multi couche	0.02	0.6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux(16+4)	0.20	14.25	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.90</b>

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

▪ Plancher étage courant :

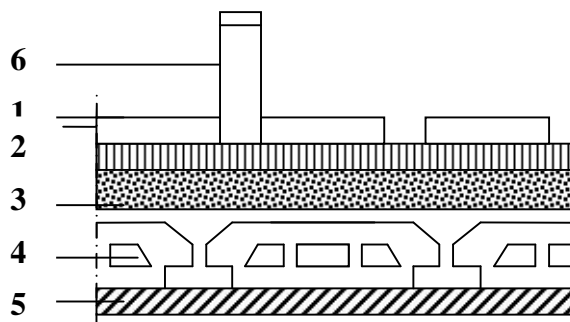


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
5	Enduit de plâtre	0.025	10	0.25
6	Cloisons intérieures	0.1	9	0.9
<b>Charge permanente totale G<sub>c</sub></b>				<b>5.64</b>

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

▪ Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

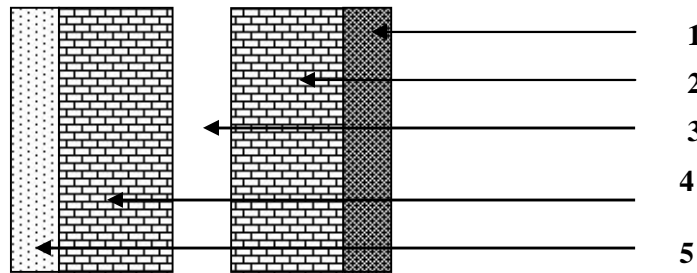


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale G<sub>mex</sub></b>				<b>2.36</b>

b) Murs intérieurs :

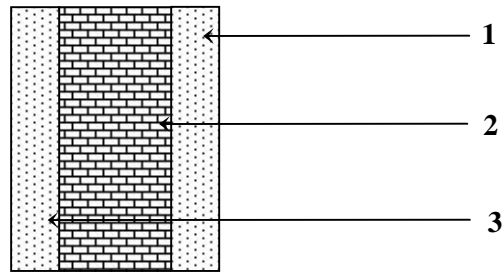


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_{mint}</math></b>				<b>1.30</b>

- Calcul du poids propre des planchers :
- Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers

Plancher	Surface d'influence S (m <sup>2</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanente du plancher P (KN)
Terrasse inaccessible	12.16	5.90	$P_{terrasse} = G \times S = 71.744$
Étage courant	12.16	5.64	$P_{e.courant} = G \times S = 68.582$

- Calcul du poids propre des poteaux :

Tableau II.7 : Charges permanentes des poteaux

Poteaux	Charge permanente des poteaux G (KN/m <sup>2</sup> )
Étage courant	$G_{pot} = [0.30 \times 0.30 \times 3.06] \times 25 = 6.885$
Étage service	$G_{pot} = [0.30 \times 0.30 \times 3.57] \times 25 = 8.032$
RDC	$G_{pot} = [0.30 \times 0.30 \times 4.08] \times 25 = 9.18$

**b) Surcharges d'exploitation :**

**Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments**

Éléments	Surcharges <i>Q</i> (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher d'étage courant à usage de service	2.5
Plancher RDC (commercial)	2.5

• **Calcule les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

$$Q = Q \times S$$

- plancher terrasse  $Q_0 = 1 \times 12.16 = 12.16$  KN
- plancher courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_8 = 1.5 \times 12.16 = 18.24$  KN
- plancher service  $Q_9 = 2.5 \times 12.16 = 30.40$  KN
- plancher RDC (commercial)  $Q_{10} = 2.5 \times 12.16 = 30.40$  KN

• **Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

**Loi de dégression des surcharges (DTR BC 2.2/RPA version 2003) :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivante :

- Sous toit ou terrasse.....  $Q_0$
- Sous dernier étage.....  $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur
- étage 2.....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- étage 3.....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- étage 4.....  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- .....
- étage n  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \leq 5$

**Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0.687	0.666	0.65

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse,

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas,

$Q_n$ : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

**Les surcharges cumulées  $Q_n$  :**

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

Niveaux	Opérations	Résultats
Niveau10	$Q_0=1 \times 12.16$	<b>12.16KN</b>
Niveau9	$Q_0+ Q_1=12.16 + 18.24$	<b>30.40KN</b>
Niveau8	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	<b>46.816KN</b>
Niveau 7	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	<b>61.408KN</b>
Niveau 6	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	<b>74.176KN</b>
Niveau 5	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	<b>85.12KN</b>
Niveau 4	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	<b>94.240 KN</b>
Niveau 3	$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	<b>103.323KN</b>
Niveau 2	$Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	<b>112.407 KN</b>
Niveau 1	$Q_0+0.666 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	<b>129.589 KN</b>
Niveau RDC	$Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	<b>146.528</b>

**Remarque :**

Sous charges horizontales, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier (21 Mai 2003 à Boumerdè

II-3) Dimensionnement des poteaux :

II-3-1) Détermination de la section des poteaux :

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts	Sections des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	Sections des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	Sections adaptées pour les poteaux [cm <sup>2</sup> ]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>Cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub> [kN]	Sections trouvées	Minimum du RPA	
10	71.744	19.631	6.885	98.26	98.26	12.16	12.16	110.42	69.023	25x25	25x25
9	68.582	19.631	6.885	95.098	193.358	18.24	30.4	223.758	144.582	25x25	25x25
8	68.582	19.631	6.885	95.098	288.456	18.24	48.64	337.096	220.140	25x25	25x25
7	68.582	19.631	6.885	95.098	383.554	18.24	66.88	450.434	295.699	25x25	25x25
6	68.582	19.631	6.885	95.098	478.652	18.24	85.12	563.772	371.258	25x25	25x25
5	68.582	19.631	6.885	95.098	573.75	18.24	103.36	677.11	446.816	25x25	25x25
	68.582	19.631	6.885	95.098	668.848	18.24	121.6	790.448	522.375	25x25	25x25
3	68.582	19.631	6.885	95.098	763.946	18.24	139.84	903.786	597.934	25x25	25x25
2	68.582	19.631	6.885	95.098	859.044	18.24	158.08	1017.124	673.492	25x25	30x30
1	68.582	19.631	8.032	96.245	955.289	30.40	188.48	1143.769	757.922	25x25	30x30
RDC	68.582	19.631	9.180	97.393	1052.682	30.40	218.88	1271.562	843.118	25x25	30x30

**Remarque :**

La descente de charge ne tient pas compte de l'effet du séisme et afin de satisfaire certaines conditions lors de la modélisation de notre structure, nous avons été contraint de majorer les sections des poteaux.

**Conclusion :** Finalement les sections adoptées pour nos poteaux sont :

- (45x45) cm<sup>2</sup> → pour le RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage.
- (40x40) cm<sup>2</sup> → du 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.
- (35x35) cm<sup>2</sup> → du 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup>.

**II-3-2) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \\ h_e : \text{hauteur libre du poteau.} \end{array} \right.$$

- **Poteaux RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \Rightarrow 1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4 \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Poteaux du 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \Rightarrow 1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4 \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

▪ **Poteaux du 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \quad \Rightarrow 1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

**II-4) Vérifications au flambement :**

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

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

Avec  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).  $l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).  $I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

**Les vérifications :**

- **Pour le RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage** (poteau  $45 \times 45$ )  $\text{cm}^2$  :
  - $l_0 = 3.88 \text{ m} \rightarrow \lambda = 20.90 < 50$ .
  - $l_0 = 3.37 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.21 < 50$ .
  - $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 15.41 < 50$ .
- **Pour le 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage** (poteau  $40 \times 40$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.33 < 50$ .
- **Pour le 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étage** (poteau  $35 \times 35$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 19.81 < 50$ .

**Conclusion**

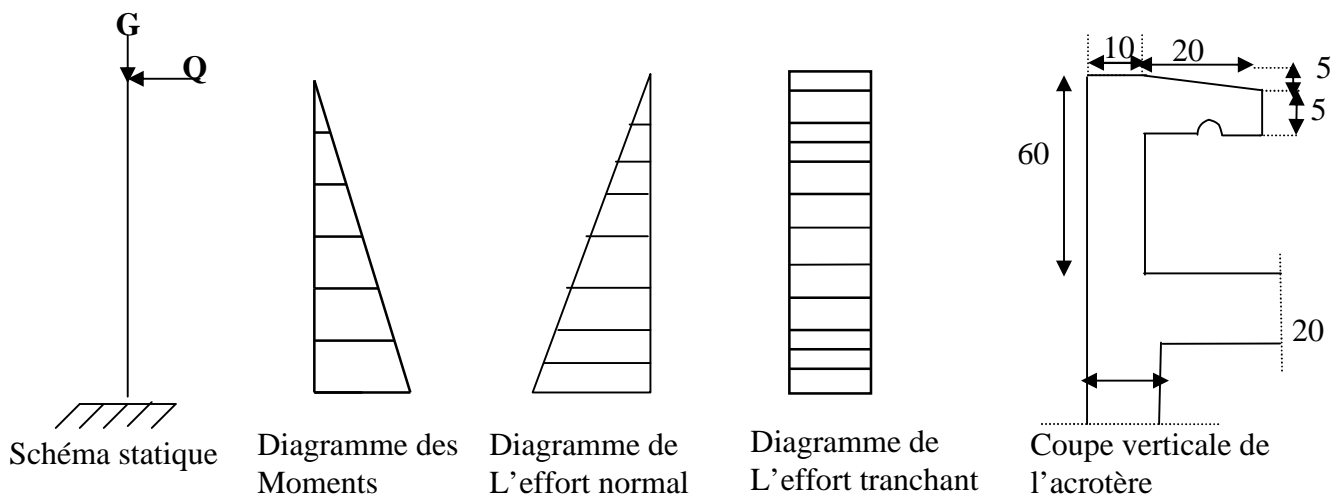
Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**III-1) Étude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

**➤ Schéma statique :****Dimension de l'acrotère**

- largeur : 100 cm.
- hauteur : 60 cm.
- épaisseur : 10cm.

**III-1-1) Détermination des sollicitations :**

Les efforts sollicitant l'acrotère sont déterminés pour une bande de 1m.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \text{béton} \times S$$

$$S = (0,60 \cdot 0,10) + (0,20 \cdot 0,10) - ((0,05 \cdot 0,20) \cdot 1/2) = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 0,075 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \cdot 0,075 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 1,875 \text{ KN/ml.}}$$

- Surcharge d'exploitation : **Q=1KN/ml.**
- Effort normal dû au poids propre G : **N= Gx1=1,875KN.**
- Effort tranchant : **T=Qx1=1KN.**
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : **M=QxHx1= 0,60KN.m**

**III-1-2) Combinaison des efforts :****a-État limite ultime :**

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.875$$

$$N_u = 2.531 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

**b-État limite de service :**

- **effort normal de compression :**

$$N_s = G = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant :**

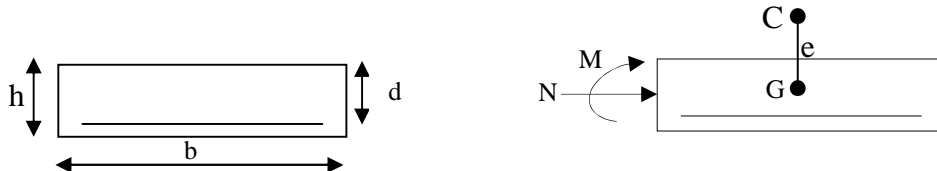
$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire ; pour le calcul, on considère une section  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$  soumise à la flexion composée.



$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

**A-Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

- Recherche du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.531} = 0.355 \text{ m}$$

$$\text{on a : } \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_u = 0.355 > \frac{h}{6}$$

Donc le centre de pression 'c' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque  $N_u$  est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée. Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

**A.1- Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_u \left( \frac{d}{2} - c \right) + M_u$$

$$M_f = 2.531 \left( \frac{0.08}{2} - 0.02 \right) + 0.9 = 0.950 \text{ KN.m}$$

$M_f$  : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5 \cdot 1} = 14.2 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_b = \frac{0.950 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.2} = 0,0104$$

$$\mu_b = 0,0104 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,0104 \Rightarrow \gamma_s = 0,995$$

**Armatures fictive :**

$$A_f = \frac{M_f}{\gamma_s \cdot d \cdot \frac{f_e}{s}} = \frac{0.950 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 80 \cdot \frac{400}{1.15}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

**A.2- Calcul de la section d'armatures en flexion composée :**

La section armatures réelles :

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

$$A = 0.34 - \frac{2.531 \cdot 10^3}{\frac{400}{1.15} \cdot 100} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8**=2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement St=25cm.

**A.3- Vérification à L'ELU :****a) Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL91)**

**-Armatures principales :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.875}$$

$$e_s = 0.32 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot \frac{32 - 0.45 \times 8}{32 - 0.185 \times 8} = 0.900$$

$$A_{\min} = 0.900 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min}$  la condition vérifiée.

**-Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.27}{4} = 0.0675 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

**b) Vérification au cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL91)**

Pour les fissurations préjudiciables nous avons :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{f}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\chi_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}. \text{ Avec } V_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000.80} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} \bar{\tau}_{se} = s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9.d.\sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot u = 4 \times 3.14 \times 8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 100.48 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :**

Armature principale :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$  Vérifiée.

Armature de répartition:  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$  Vérifiée.

**e) Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\sigma_s \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

$$l_s = 40w = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm} \quad [\text{B.A.E.L (A.6.1.2.2.1)}]$$

**Soit :  $l_s = 30 \text{ cm}$**

**B. Vérification à l'ELS :**

Elle consiste à la vérification des contraintes limites dans le béton et les aciers:

- **Dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{t28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = Ky_1$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_2 : \text{racine de l'équation : } y^3 + Py + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e_0$$

$c$  : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section

$$c = \frac{10}{2} - 32,9 = -27,9 \text{ cm.}$$

$$P = -36c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow \begin{cases} p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$P = -3 \cdot (-27,9)^2 + 90,1,13(8 + 27,9)/100 = -2298,72$$

$$q = -2(-27,9) - 90,1,13(8 + 27,9)^2/100 = 42124,69$$

Donc on aura à résoudre l'équation suivante:

$$Y^3 - 2298,72y + 42124,69 = 0$$

Les solutions sont :

$$\begin{cases} y_2^1 = -55,3191 \\ y_2^2 = 25,7707 \\ y_2^3 = 29,5485 \end{cases}$$

Ensuite on calcule les valeurs de  $y_1$  correspondant aux valeurs de  $y_2$

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^1 = y_2^1 + c = -55,3191 - 27,9 = -83,2191 \text{ cm}$$

$$y_1^2 = y_2^2 + c = 25,7707 - 27,9 = -2,1293 \text{ cm}$$

$$y_1^3 = y_2^3 + c = 29,5485 - 27,9 = 1,6485 \text{ cm}$$

On prendra la valeur de  $y_1$  qui satisfait la condition suivante :

$$0 < y_1 < d = 8 \text{ cm}$$

Soit :

$$y_1 = 1,6485 \text{ cm} \Rightarrow y_2 = 29,5485 \text{ cm}$$

$$K = \frac{N_s}{I_{SHB}} \cdot y_2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\text{Avec } I_{SHB} = \frac{by_1^3}{3} + 15[A'(y_1 - d)^2 + A(d - y_1)^2]$$

$$A' = 0 \Rightarrow I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (1,6485)^3}{3} + 15 \cdot 1,13 \cdot (8 - 1,6485)^2$$

$$\Rightarrow I = 833,12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{1,875}{833,12} \cdot 29,5485$$

$$\Rightarrow K = 0,0665 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0665 \times 16,473$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

- **Dans les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

$$\sigma_s = n k(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,0665 \times (80 - 16,485)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 63,36 \text{ MPa.}$$

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \longrightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (HA)} \quad 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,66 ; 201,633 \}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 61,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,633 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III-1-4) Vérification au flambement :**

- Calcul de l'élancement :

$$= \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement de l'élément

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$I$  : moment d'inertie de la section

$A$  : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 1.2 \text{ m}$$

$$= \frac{1.2 \cdot \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

- Vérification à l'élancement

$$\leq \max [50, \min (\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100)] = \max [50, \min (251,92; 100)]$$

$$\leq \max [50, 100] = 100$$

$\rightarrow \lambda = 41.58 < 100 \rightarrow$  condition vérifiée, il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

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

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

$$\text{On a : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération = 0.15 (zone IIa)

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

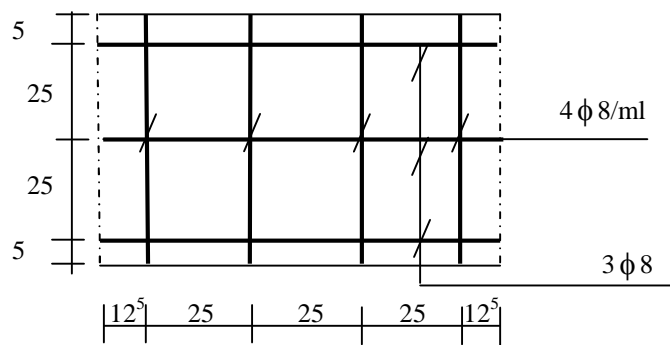
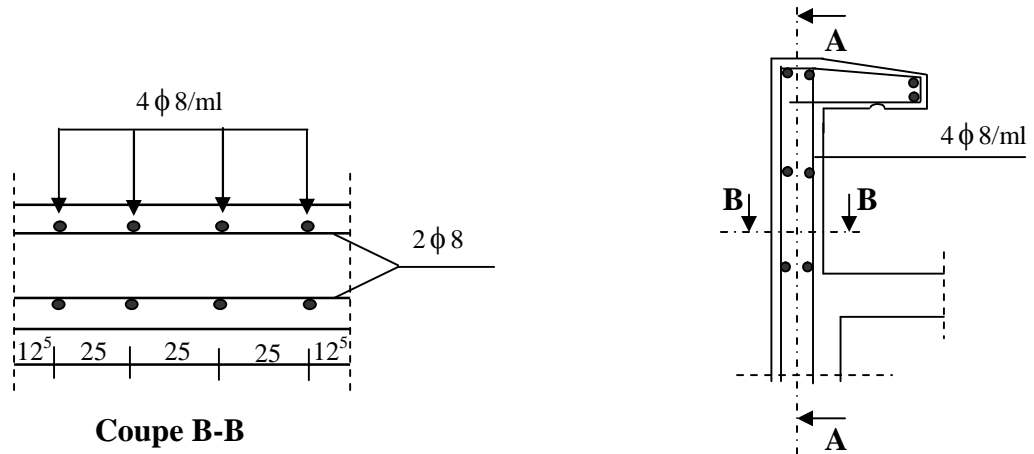
Soit :  $C_p = 0.3$

$W_p$  : poids de l'acrotère = 1.875 KN/ ml

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.875 = 0.9 \text{ KN/ml.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  qui est supérieur à la force sismique  $F_p$  d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III-1-6- Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

**III-2) Calcul de plancher.**

**III-2-1) plancher a corps creux :**

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation).

**A. Détermination des dimensions de la section en T :**

Hauteur de la section .....**h**= 16+4=20cm

L'épaisseur de la table de compression.....**h<sub>0</sub>**=4cm

L'enrobage.....**c**= 2cm

La hauteur utile.....**d**= 18cm

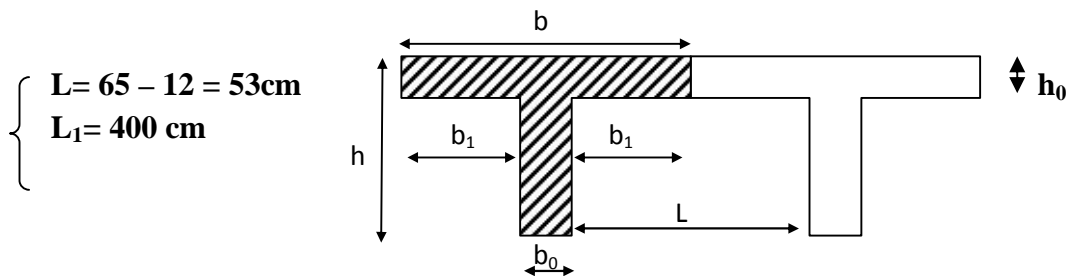
Largeur de la nervure. ....**b<sub>0</sub>**= 12 cm

**b<sub>1</sub>** : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 \min \left[ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{1}; 8h_0 \right]$$

**L** : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

**L<sub>1</sub>** : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.



*Figure III.2.1 : schéma d'une section en T.*

$$b_1 \min \left[ \frac{5}{2}; \frac{4}{1}; 8 \times 4 \right]$$

$$b_1 \min (26.5 ; 40 ; 32)$$

**b<sub>1</sub> = 26.5cm**

**b** : largeur de la table de compression

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

**b = 65cm**

**B. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est couler sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TSLE 520,  $\phi \leq 6$  mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

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

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

▪ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

$$A = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

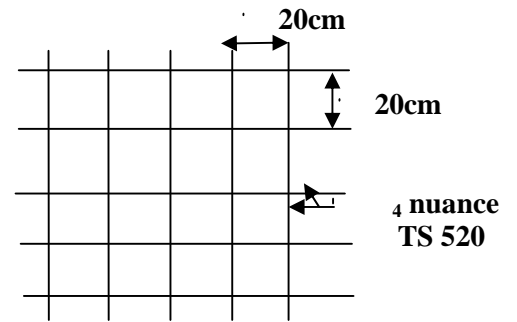
Soit :  $A = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $e_s = 20 \text{ cm}$

L : distance entre axe des poutrelles 65 cm.

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e_s = 20 \text{ cm}$



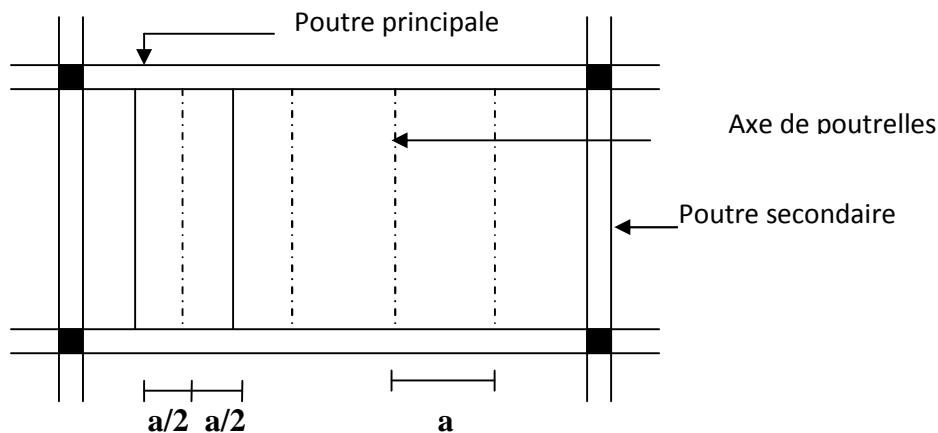
**Figure III.2.2 : Treillis soudés (200x200)**

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de nuance 520 et de diamètre  $\phi = 4$  (TSLE 520,  $\phi = 4$  mm) de dimensions (5x4x200x200).

**III-2-2) Calcul de la poutrelle :**

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes



**Figure III.2.3 : Surfaces revenant aux poutrelles**

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

• 1<sup>er</sup> Étape :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN / m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

▪ Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

- Poids propre du corps creux (16 cm) :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$ .

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

a-1) Calcul des sollicitations à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

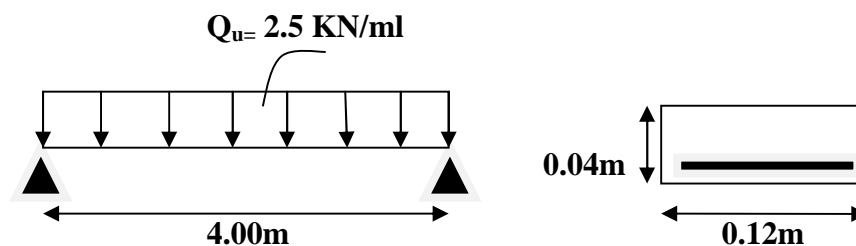


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle

$$\text{-Moment en travée : } M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.00)^2}{8} = 5.00 \text{ KN.ml}$$

$$\text{-L'effort tranchant : } T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.00}{2} = 5.00 \text{ KN}$$

a-2) Calcul des armatures :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\chi_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\tilde{\eta}_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.335 \gg \tilde{\eta}_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

### Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- **2<sup>ème</sup> étapes :**

### b) Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **q<sub>u</sub>** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

#### ➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Charges permanentes :  $G = 5.90 \times 0.65 = 3.84 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$

#### ➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation**

Charges permanentes :  $G = 5.64 \times 0.65 = 3.67 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/ml}$

#### ➤ **Plancher d'étage courant à usage de service**

Charges permanentes :  $G = 5.64 \times 0.65 = 3.67 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ kN/ml}$

#### ➤ **Plancher RDC à usage commercial**

Charges permanentes :  $G = 5.64 \times 0.65 = 3.67 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ kN/ml}$

**-Combinaison d'action :****1<sup>er</sup> type (Terrasse inaccessible) :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.84 + 1.5 \times 0.65 = 6.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.84 + 0.65 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

**2<sup>ème</sup> type (usage d'habitation) :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 0.97 = 6.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.67 + 0.97 = 4.64 \text{ KN/ml}$$

**3<sup>ème</sup> type (usage de service) :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 1.63 = 7.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.67 + 1.63 = 5.30 \text{ KN/ml}$$

**4<sup>ème</sup> type (usage commercial) :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 1.63 = 7.4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.67 + 1.63 = 5.3 \text{ KN/ml}$$

**Remarque**

On constate que le chargement pour le plancher RDC (Commercial) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC (commercial) pour le calcul du ferrailage.

**III-2-3) Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

**➤ Méthode forfaitaire :**

**a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire** (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

**Hypothèse1 :** La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m.

$$Q \max\{2G ; 5\text{KN/mL}\}$$

$$2G = 2 \times 3.67 = 7.34 \text{KN/mL}$$

$$Q = 1.63 \max\{7.34 ; 5\} = 7.34 \text{KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Hypothèse2 :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  **La condition est vérifiée**

**Hypothèse3 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{400}{350} = 1.14 \qquad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{350} = 1 \qquad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{340} = 1.03$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{340}{350} = 0.97 \qquad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{330} = 1.06 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**Hypothèse4 :** Bâtiment à usage d'habitation et commercial  $\Rightarrow$  La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtement ; elle est non préjudiciable.

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

**Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

**b) Exposé de la méthode**

Le rapport ( $r$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$r = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

Ñ  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

Ñ  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

➤  $M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1+0.3r) M_0] - \frac{M_s + M_e}{2}$

➤  $M_t \geq \frac{1+0.3r}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire

➤  $M_t \geq \frac{1.2+0.3r}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

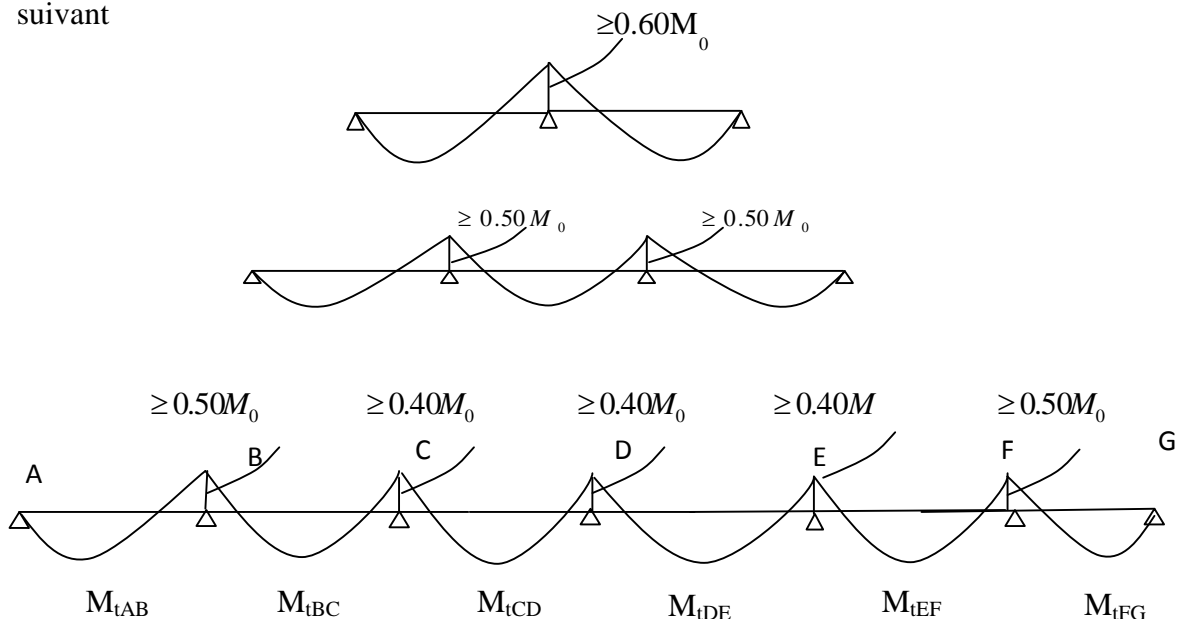
- La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6  $M_0$  ----- ➤ pour une poutre de deux travées.

0.5  $M_0$  ----- ➤ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 $M_0$  ----- ➤ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur sept (07) appuis, on aura le diagramme suivant

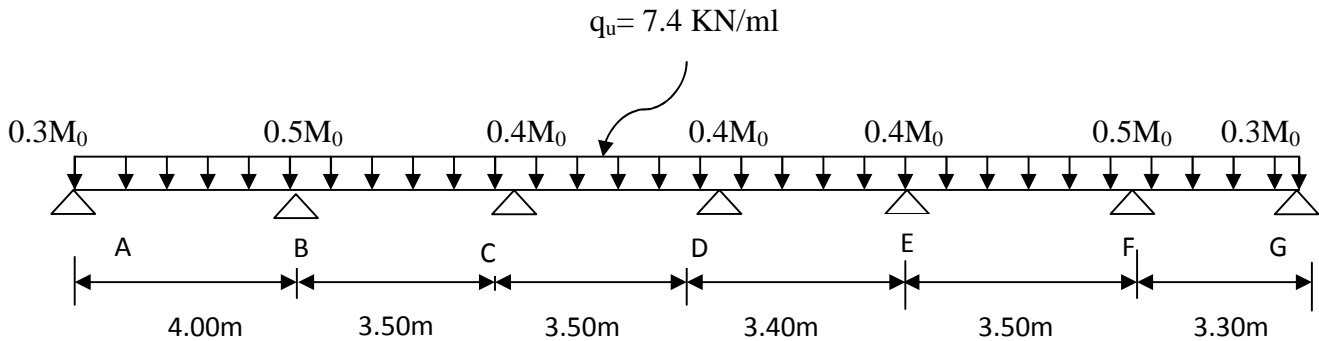


**c) Application de la méthode forfaitaire :**

$$r = \frac{Q}{G + Q} \text{ Avec } 0 < r < \frac{2}{3}$$

$$r = \frac{1.63}{3.67 + 1.63} = 0.307 \quad ; \quad 0 < 0.307 < \frac{2}{3} \implies \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELU**



**Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutelle**

• **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 4^2}{8} = 14.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 3.5^2}{8} = 11.33 \text{ kN.m}$$

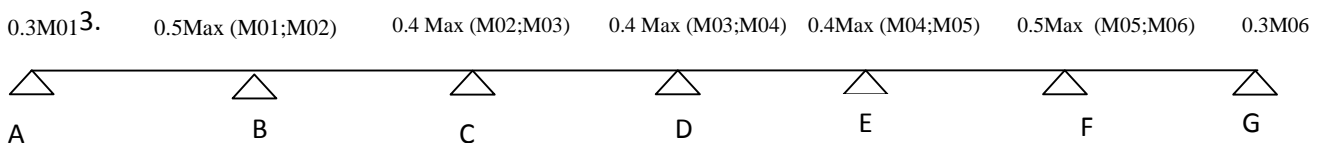
$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 3.5^2}{8} = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 3.4^2}{8} = 10.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = (q_u \times l_{EF}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 3.5^2}{8} = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = (q_u \times l_{FG}^2) / 8 = \frac{7.4 \times 3.3^2}{8} = 10.07 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis**



**Figure III.2.6 : Valeurs des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14.8 = 4.44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5(14.8 ; 11.33) = 0.5 \times 14.8 = 7.4 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4(11.33 ; 11.33) = 0.4 \times 11.33 = 4.53 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.4(11.33 ; 10.69) = 0.4 \times 11.33 = 4.53 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0.4(11.33 ; 10.69) = 0.4 \times 11.33 = 4.53 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0.5 ( 11.33; 10.07) = 0.5 \times 11.33 = 4.33 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0.3M_{06} = 0.3 \times 10.07 = 3.02 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB** (travée de rive)

$$- M_t^{AB} \text{ max}[1.05M_{01}; (1+0.3r)M_{01}] - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \text{ max}[15.54 ; 16.16] - (4.44 + 7.4)/2$$

$$M_t^{AB} \quad 16.16 - 5.92 = 10.24 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{AB} \frac{1.2+0.3r}{2} M_{01} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 14.8 = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 10.24 \text{ kN.m}$$

• **Etude de la travée BC** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \text{ max}[1.05M_{02}; (1+0.3r)M_{02}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \text{ max}[11.9 ; 12.37] - (7.4 + 4.53)/2$$

$$M_t^{BC} \quad 12.37 - 5.97 = 6.4 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{BC} \frac{1+0.3r}{2} M_{02} = \frac{1+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 11.33 = 6.18 \text{ kN.m}$$

$$- \text{On prend : } M_t^{BC} = 6.4 \text{ kN.m}$$

• **Etude de la travée CD** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \text{ max}[1.05M_{03}; (1+0.3r)M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \text{ max}[11.9 ; 12.37] - (4.53 + 4.53)/2$$

$$M_t^{CD} \quad 12.37 - 4.53 = 7.84 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{CD} \frac{1+0.3r}{2} M_{03} = \frac{1+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 11.33 = 6.18 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{CD} = 7.84 \text{ kN.m}$$

• **Etude de la travée DE** : (travée intermédiaire)

$$- M_t^{DE} \text{ max}[1.05M_{04}; (1+0.3r)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \text{ max}[11.22 ; 11.67] - (4.53 + 4.53)/2$$

$$M_t^{DE} \quad 11.67 - 4.53 = 7.14 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{DE} = \frac{1+0,3\Gamma}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 10,69 = 5,84 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{tDE} = 7,14 \text{ kN.m}$

• **Etude de la travée EF :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{EF} = \max[1,05M_{05}; (1+0,3\Gamma)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} = \max[11,9; 12,37] - (4,53 + 4,53)/2$$

$$M_t^{EF} = 12,37 - 4,53 = 7,84 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{EF} = \frac{1,2+0,3\Gamma}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 11,33 = 6,19 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 7,84 \text{ kN.m}$

• **Etude de la travée FG** (travée de rive)

$$- M_t^{FG} = \max[1,05M_{06}; (1+0,3\Gamma)M_{06}] - (M_F + M_G)/2$$

$$M_t^{FG} = \max[10,57; 11] - (4,53 + 3,02)/2$$

$$M_t^{FG} = 11 - 3,02 = 7,98 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{FG} = \frac{1,2+0,3\Gamma}{2} M_{06} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 10,07 = 6,50 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 7,98 \text{ kN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

**Travée AB**

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(7,4 \times 4)/2] + [(-7,4) - (-4,44)]/4 = 14,06 \text{ kN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-7,4 \times 4)/2] + [(-7,4) - (-4,44)]/4 = -15,54 \text{ kN}$$

**Travée BC**

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(7,4 \times 3,50)/2] + [(-4,53) - (-7,4)]/3,50 = 13,77 \text{ kN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-7,4 \times 3,50)/2] + [(-4,53) - (-7,4)]/3,50 = -12,13 \text{ kN}$$

**Travée CD**

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(7,4 \times 3,50)/2] + [(-4,53) - (-4,53)]/3,50 = 12,95 \text{ kN}$$

$$T_D = [ (-q_u \times l_{CD})/2 ] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [ (-7,4 \times 3,50)/2 ] + [ [(-4,53) - (-4,53)]/3,50 ] = -12,95 \text{ kN}$$

**Travée DE**

$$T_D = [ (q_u \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [ (7,4 \times 3,40)/2 ] + [ [(-4,53) - (-4,53)]/3,40 ] = 12,58 \text{ kN}$$

$$T_E = [ (-q_u \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [ (-7,4 \times 3,40)/2 ] + [ [(-4,53) - (-4,53)]/3,40 ] = -12,58 \text{ kN}$$

**Travée EF**

$$T_E = [ (q_u \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [ (7,4 \times 3,50)/2 ] + [ [(-4,53) - (-4,53)]/3,50 ] = 12,95 \text{ kN}$$

$$T_F = [ (-q_u \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [ (-7,4 \times 3,50)/2 ] + [ [(-4,53) - (-4,53)]/3,50 ] = -12,95 \text{ kN}$$

**Travée FG**

$$T_F = [ (q_u \times l_{FG})/2 ] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [ (7,4 \times 3,30)/2 ] + [ [(-3,02) - (-4,53)]/3,30 ] = 12,67 \text{ kN}$$

$$T_G = [ (-q_u \times l_{FG})/2 ] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [ (-7,4 \times 3,30)/2 ] + [ [(-3,02) - (-4,53)]/3,30 ] = -11,75 \text{ kN}$$

• Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

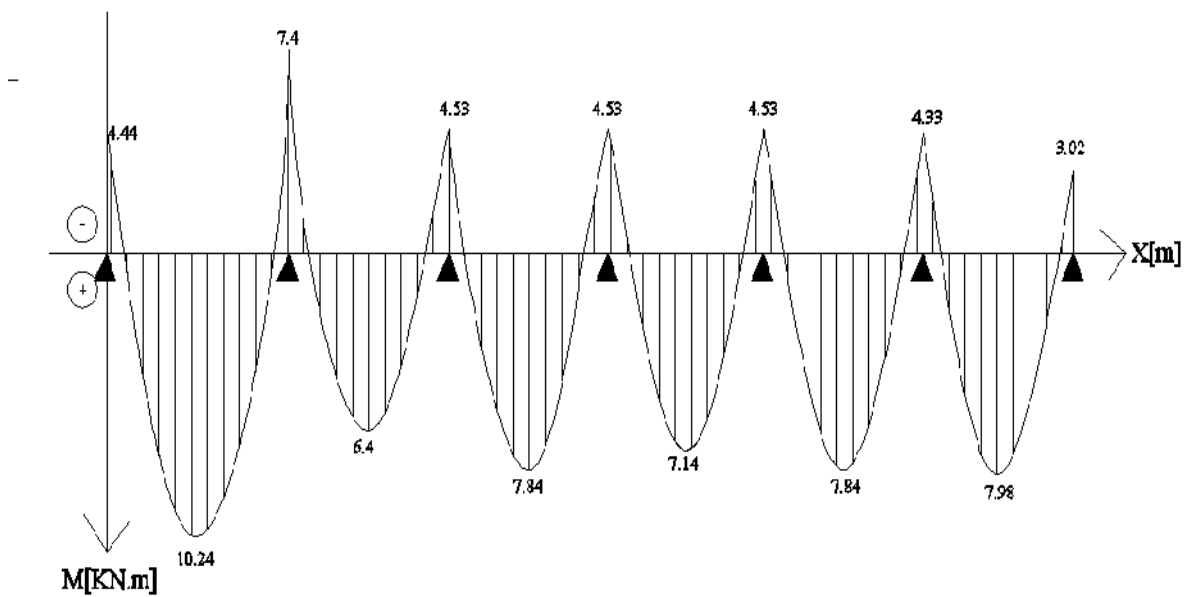


Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant

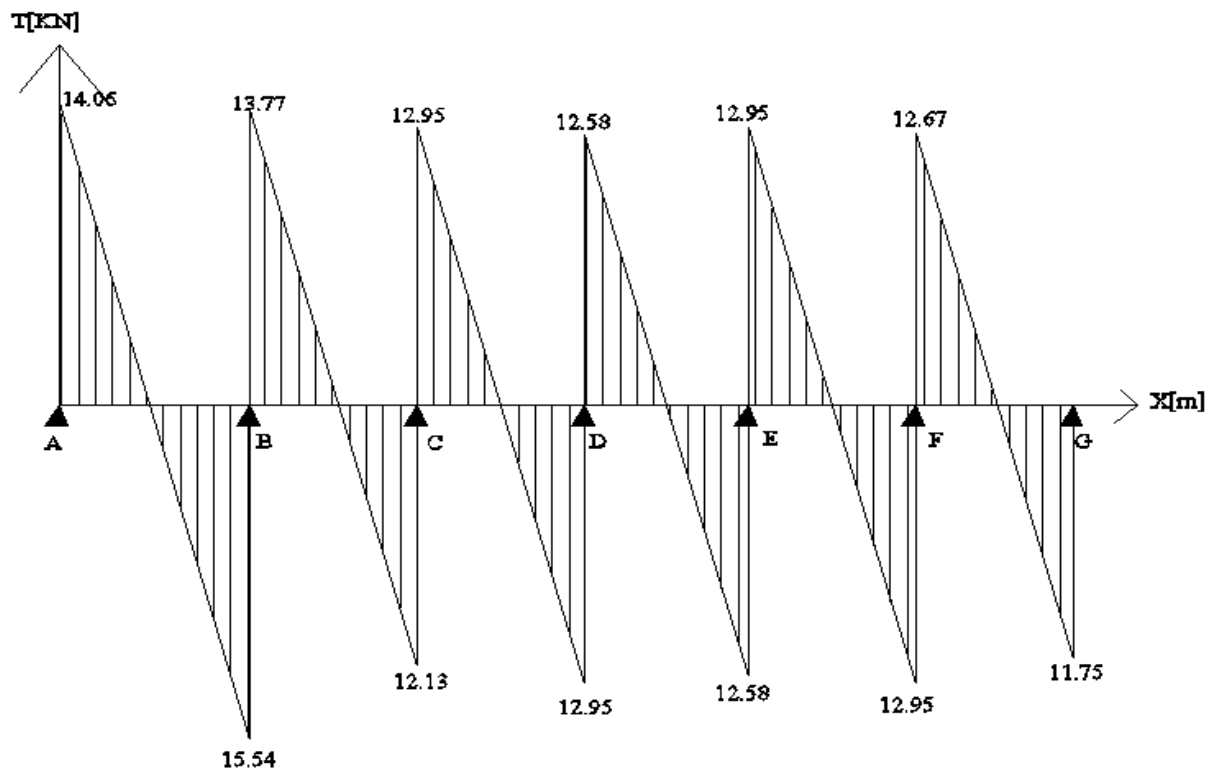


Figure III.2.8 : diagramme des efforts tranchants

### III.2.4. Ferrailage à l'ELU

#### a) Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et aux travées sont

$$M_t^{\max} = 10.24 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.4 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

#### • En travées

$$M_t^{\max} = 10.24 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 10.24 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

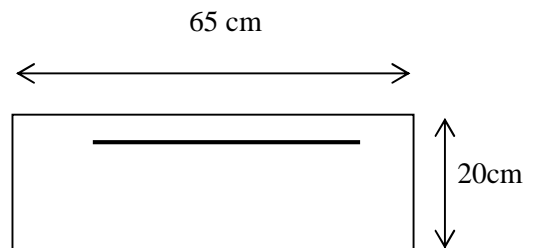
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\sim = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.24 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\sim = 0,034 \langle \sim_t = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sim = 0,034 \rightarrow s = 0,983$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{s \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.24 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.66 \text{ cm}^2$$



#### Remarque :

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Aux appuis

$$M_{a \max} = 7.4 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.4}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.134$$

$$\mu = 0,134 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.134 \Rightarrow s = 0.928$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{s d \uparrow s} = \frac{7.4 \times 10^3}{0,928 \times 18 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures transversales [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]**

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; w_\ell; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$w_t$  : Diamètre des armatures transversales

$w_\ell$  : Diamètre des armatures longitudinales

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\}$$

$$w_t \leq \min \{0.571; 1.2; 1.2\}$$

$$w_t \leq 0,571 \text{ cm} \quad 6 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = \text{HA}8$

**c) Espacement des armatures transversales**

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

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

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**III .2.5. Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26$$

**En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**b) Vérification de la contrainte tangentielle**

$$V_u^{\max} = 15.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15.54 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0.2 f_{c28} / \alpha_b; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \xi f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (2 \times 10) = 62.8 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{15.54 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62.8} = 1.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.52 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99)****• Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 15.54 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN}$$

**• Sur l'acier**

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

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left( 15.54 + \frac{7.4}{0,9 \times 18} \right) = 0.046$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée .

**e) l'ancrage des barres**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ Mpa} , \text{ avec } \xi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = w \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40 \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

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

**f) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 15.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15.54 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.133$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\alpha_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.7. Calcul à l'ELS****➤ Calcul de moment isostatique**

$$q_s = 5.3 \text{ kN/ml}$$

$$r = \frac{Q}{G + Q}$$

$$r = \frac{1.63}{3.67 + 1.63} = 0.307$$

$$M_{01} = (q_s \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 4^2}{8} = 10.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = (q_s \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 3.5^2}{8} = 8.12 \text{ kN.m}$$

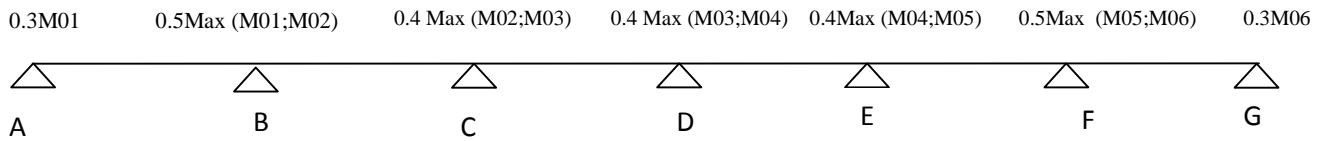
$$M_{03} = (q_s \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 3.5^2}{8} = 8.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = (q_s \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 3.4^2}{8} = 7.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = (q_s \times l_{EF}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 3.5^2}{8} = 8.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = (q_s \times l_{FG}^2) / 8 = \frac{5.3 \times 3.3^2}{8} = 7.21 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**



**Figure III.2.9 : Correction des moments sur appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10,6 = 3,18 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,5(10,6 ; 8,12) = 0,5 \times 10,6 = 5,3 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,4(8,12 ; 8,12) = 0,4 \times 8,12 = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,4(8,12 ; 7,66) = 0,4 \times 8,12 = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max}(M_{04}; M_{05}) = 0,4(7,66 ; 8,12) = 0,4 \times 8,12 = 3,25 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max}(M_{05}; M_{06}) = 0,5(8,12 ; 7,21) = 0,5 \times 8,12 = 4,06 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{06} = 0,3 \times 7,21 = 2,16 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Etude de la travée AB** (travée de rive)

$$- M_t^{AB} \max[1,05M_{01}; (1+0,3r)M_{01}] - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \max[11,13 ; 11,58] - (3,18 + 5,3)/2$$

$$M_t^{AB} \quad 11,58 - 4,24 = 7,34 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{AB} \frac{1,2+0,3r}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 10,6 = 6,85 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 7,34 \text{ kN.m}$$

• **Etude de la travée BC** :(travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \max[1,05M_{02}; (1+0,3r)M_{02}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \max[8,53 ; 8,87] - (5,3 + 3,25)/2$$

$$M_t^{BC} \quad 8,87 - 4,28 = 4,59 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{BC} \frac{1+0,3r}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 8,12 = 4,43 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{BC} = 4,59 \text{ kN.m}$$

• **Etude de la travée CD** :(travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \max[1,05M_{03}; (1+0,3r)M_{03}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{CD} \max[8,53 ; 8,87] - (3,25 + 3,25)/2$$

$$M_t^{CD} \quad 8,87 - 3,25 = 5,62 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{CD} = \frac{1+0,3\Gamma}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 8.12 = 4.43 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 5.62 \text{ kN.m}$

• **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{DE} = \max[1,05M_{04}; (1+0,3\Gamma)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} = \max[8.043; 8.37] - (3.25 + 3.25)/2$$

$$M_t^{DE} = 8.37 - 3.25 = 5.12 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{DE} = \frac{1+0,3\Gamma}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 7.66 = 4.182 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 5.12 \text{ N.m}$

• **Etude de la travée EF :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{EF} = \max[1,05M_{05}; (1+0,3\Gamma)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} = \max[8.53; 8.87] - (3.25 + 4.06)/2$$

$$M_t^{EF} = 8.87 - 3.655 = 5.215 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{EF} = \frac{1+0,3\Gamma}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 8.12 = 4.43 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 5.215 \text{ kN.m}$

• **Etude de la travée FG :** (travée de rive)

$$- M_t^{FG} = \max[1,05M_{06}; (1+0,3\Gamma)M_{06}] - (M_F + M_G)/2$$

$$M_t^{FG} = \max[7.57; 7.874] - (4.06 + 2.16)/2$$

$$M_t^{FG} = 7.874 - 3.11 = 4.764 \text{ kN.m}$$

$$- M_t^{FG} = \frac{1,2+0,3\Gamma}{2} M_{06} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,3)}{2} \times 7.21 = 4.658 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 4.764 \text{ kN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

**Travée AB**

$$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(5,3 \times 4)/2] + [(-5.3) - (-3.18)]/4 = 10.07 \text{ kN}$$

$$T_B = [(-q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-5.3 \times 4)/2] + [(-5.3) - (-3.18)]/4 = -11.13 \text{ kN}$$

**Travée BC**

$$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5.3 \times 3.5)/2] + [(-3.25) - (-5.3)]/3.5 = 9.86 \text{ kN}$$

$$T_C = [(-q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5.3 \times 3.5)/2] + [(-3.25) - (-5.3)]/3.5 = -8.69 \text{ kN}$$

**Travée CD**

$$T_C = [ (q_s \times l_{CD})/2 ] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(5.3 \times 3.5)/2] + [(-3.25) - (-3.25)]/3.5 = 9.275 \text{ kN}$$

$$T_D = [ (-q_s \times l_{CD})/2 ] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-5.3 \times 3.5)/2] + [(-3.25) - (-3.25)]/3.5 = -9.275 \text{ kN}$$

**Travée DE**

$$T_D = [ (q_s \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(5.3 \times 3.4)/2] + [(-3.25) - (-3.25)]/3.4 = 9.01 \text{ kN}$$

$$T_E = [ (-q_s \times l_{DE})/2 ] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-5.3 \times 3.4)/2] + [(-3.25) - (-3.25)]/3.4 = -9.01 \text{ kN}$$

**Travée EF**

$$T_E = [ (q_s \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(5.3 \times 3.5)/2] + [(-4.06) - (-3.25)]/3.5 = 9.04 \text{ kN}$$

$$T_F = [ (-q_s \times l_{EF})/2 ] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-5.3 \times 3.5)/2] + [(-4.06) - (-3.25)]/3.5 = -9.50 \text{ kN}$$

**Travée FG :**

$$T_F = [ (q_s \times l_{FG})/2 ] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [(5.3 \times 3.3)/2] + [(-2.16) - (-4.06)]/3.3 = 9.32 \text{ kN}$$

$$T_G = [ (-q_s \times l_{FG})/2 ] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-5.3 \times 3.3)/2] + [(-2.16) - (-4.06)]/3.3 = -8.16 \text{ kN}$$

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS)

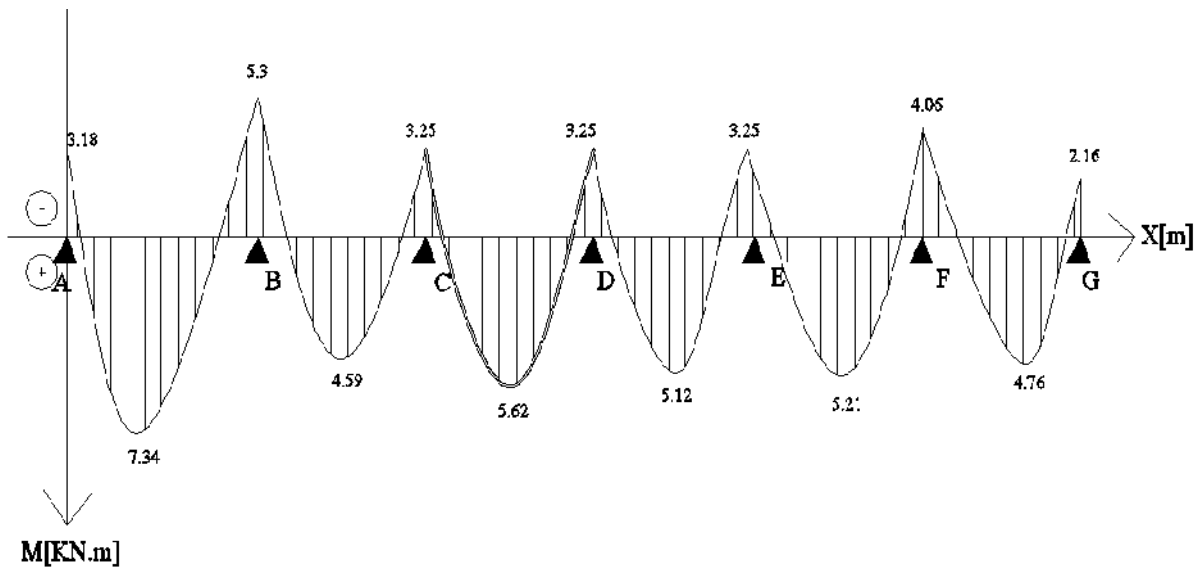


Figure III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant

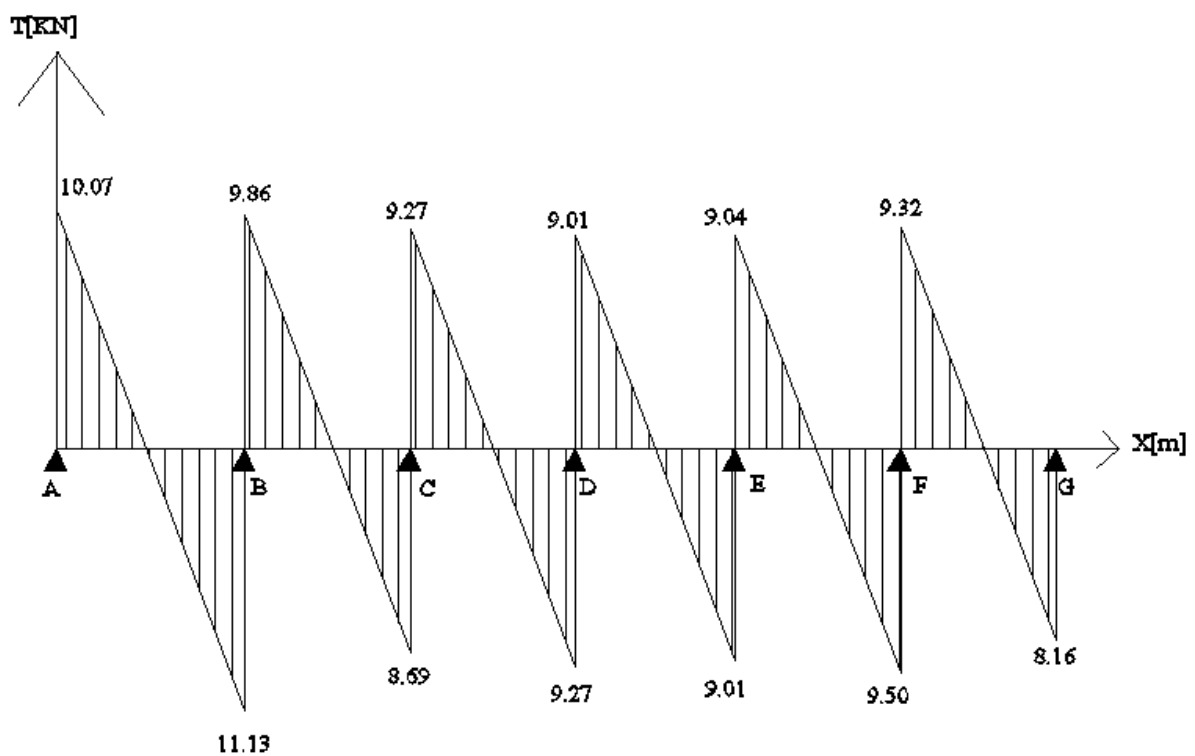


Figure III.2.11 : diagramme des efforts tranchants

**III.2.8. Vérification à l'ELS****a) Etat limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de résistance à la compression du béton**

$$f_{bc} < f_{bc} \quad \text{avec : } f_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = K \cdot f_s \quad \text{avec : } f_s = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée**

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

Interpolation

$$\frac{0.837 - 0.836}{S_1 - 0.836} = \frac{1.588 - 1.560}{1.588 - 1.569}$$

$$r_1 = 0.836 \text{ -----} \rightarrow r_1 = 0.492$$

$$K = \frac{r_1}{15(1 - r_1)} = \frac{0.492}{15(1 - 0.492)} = 0.0645$$

$$f_s = \frac{M_t}{S \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.34 \times 10^6}{0.836 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 143.885 \text{ Mpa}$$

$$K \cdot f_s = 9.28 < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\beta_1 = 0.876 \text{ (avec l'interpolation)} \quad r_1 = 0.372$$

$$f_s = \frac{M_a}{S \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.3 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 214.09 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{r_1}{15(1 - r_1)} = \frac{0.372}{15(1 - 0.372)} = 0.039$$

$$K \cdot f_s = 8.35 < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c) Etat limite de déformation** (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**d) Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

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

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

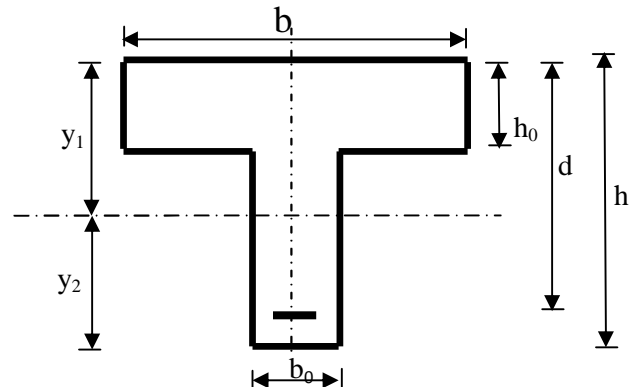


Figure III.2.12 calcul de la flèche

➤ **Calcul de  $V_1$  et  $V_2$**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.852 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des coefficients**

$$\dots = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\} _V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \dots} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0156} = 1.054$$

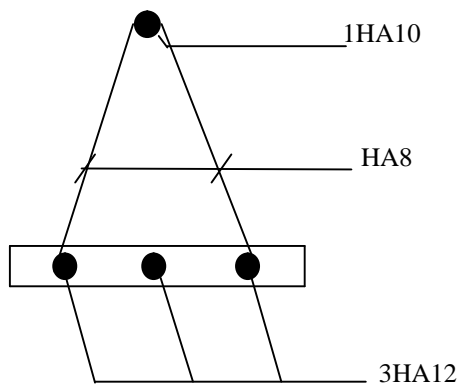
$$\sim = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \dots \cdot \dagger_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,66 ; 0\} = 0,66$$

$$I_{Nv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \} _V \cdot \sim} = \frac{1,1 \times 21799.852}{1 + 1.05 \times 0.66} = 14164.109 \text{ Cm}^4$$

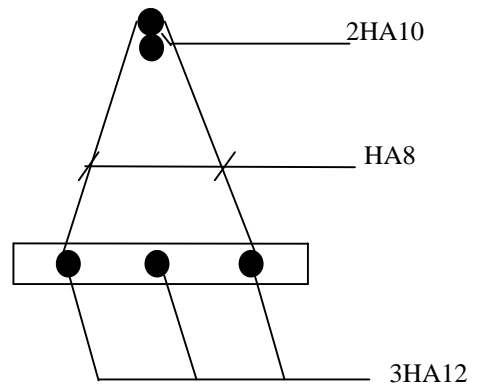
D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Nv}}$$

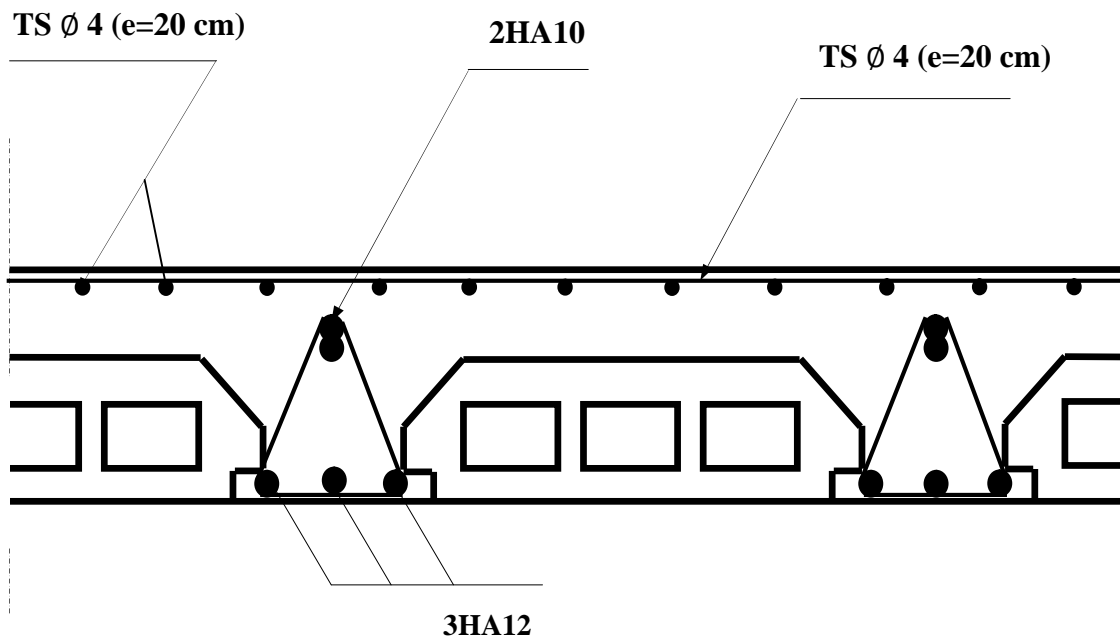
$$f = \frac{7.34 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10819 \times 14164.109 \times 10^4} = 7.6 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



*Plan de ferrailage de la poutrelle en travée*



*Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis*

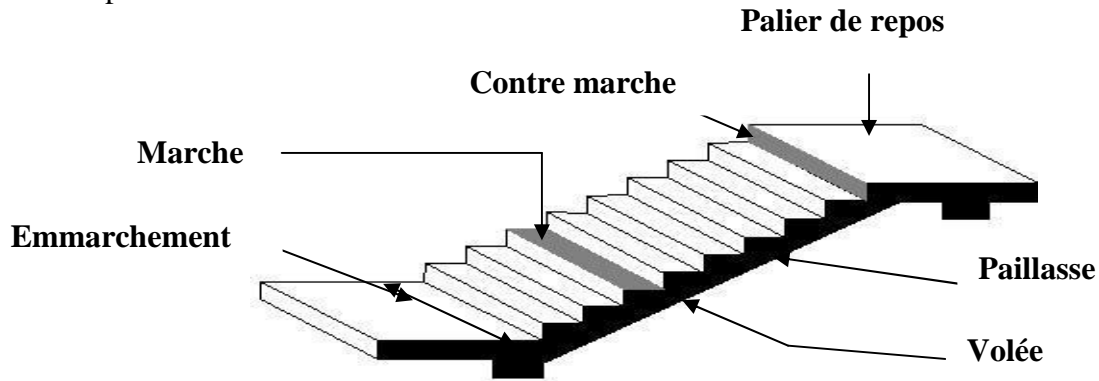


**Figure. III.2.13 : Plan de ferrailage du plancher**

### III-3) Calcul des escaliers :

#### III-3-1) Introduction :

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



*Figure III.3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier*

#### A. Caractéristiques dimensionnelles :

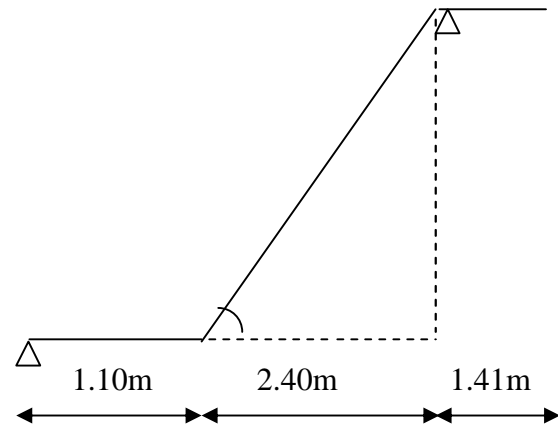
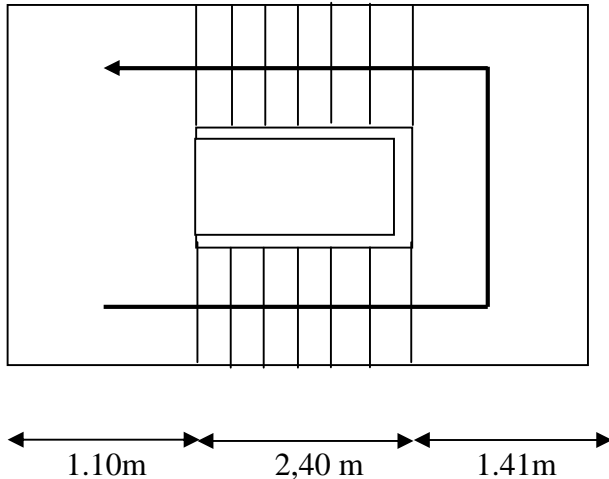
- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

**B. Escalier de (étage courant) :**

➤ **Pré dimensionnement :**

L'escalier se compose de 2 volets identiques.

**Présentation schématique :**



**Fig-III-3-2) vue en plan de l'escalier**

**Fig-III-3-3) schéma statique d'escalier**

Avec une hauteur d'étage de 3.06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \quad h \quad 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \quad g \quad 36 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches  $h = 17 \text{ cm}$ .

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$  contre marches.

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

**C. Loi de BLONDEL :**

Est une relation empirique qui lié  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

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

Pour  $h = 17 \text{ cm}$ , on aura :  $26 \text{ cm} \quad g \quad 30 \text{ cm}$  donc on prend  $g = 30 \text{ cm}$ .

**D. Vérification de la loi de BLONDEL :**  $60 \text{ cm} \quad g + 2 h \quad 64 \text{ cm.}$

$$60 \text{ cm} \quad 30 + 2 \times 17 \quad 64 \text{ cm} \quad 60 \text{ cm} \quad 64 \quad 64 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-2) Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

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

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 110 + 240 + 141 = 491 \text{ cm.}$$

D'où :

$$\frac{491}{30} \leq e_p \leq \frac{491}{20} \Rightarrow 16,36 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,55 \text{ cm}$$

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

**III-3-3) Détermination des charges et surcharges :****a) Charges permanentes :**

- **Palier :**

Poids propre  $25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

Revêtement (mortier + carrelage + lit de sable)  $[2(0,02 \times 22) + (0,02 \times 18)] \times 1 = 1,24 \text{ KN/ml}$

Enduit plâtre :  $0,10 \text{ KN/ml}$

Poids total du palier **G1 = 6.34 KN/ml**

- **Paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 29,54^\circ} \times 1 = 5,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ KN / ml}$$

Revêtement carrelage ;  $0,44 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose :  $0,44 \text{ KN/ml}$

Enduit plâtre :  $0,10 \text{ KN/ml}$

Poids du garde-corps :  $0,2 \text{ KN/ml}$

Lit de sable :  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$

Poids total du paillasse **G2 = 9.41 KN/ml**

**Mur extérieur : P = 2.36 KN**

**b) Surcharges d'exploitations :** La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR

B.C.2.2 est :

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

**III-3-4) Calcul à l'ELU :**

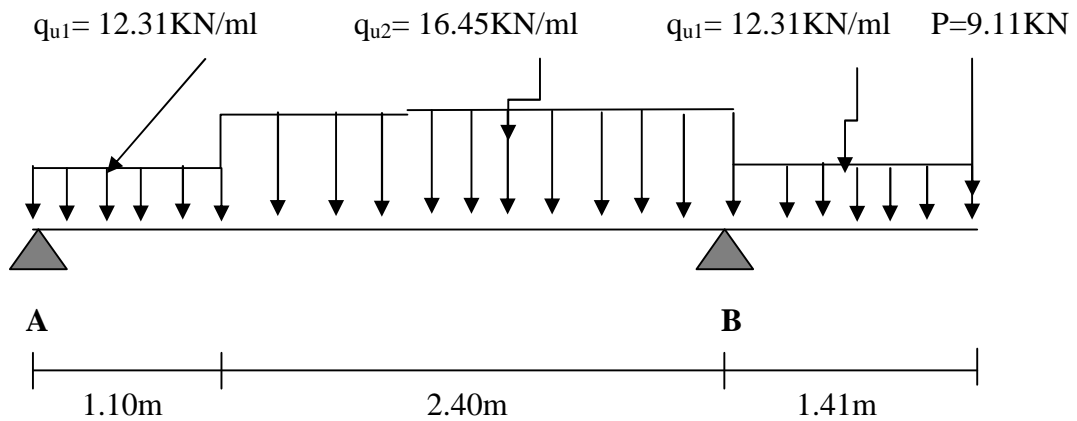
➤ **Combinaison de charges :**

**Palier :**  $q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.34 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.31 \text{KN/ml}$ .

**Volée :**  $q_{u2} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.41 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.45 \text{KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $P = 2.36 \times (3.06 - 0.20) \times 1 \times 1.35 = 9.11 \text{KN}$

➤ **Calcul des efforts internes : (par mètre linéaire)**



**Schéma statique de calcul**

**Les réactions aux appuis :**

$$\sum F / yy' = 0$$

$$R_A + R_B = (q_{u1} \times 1.10) + (q_{u1} \times 1.41) + (q_{u2} \times 2.4) + 9.11$$

$$R_A + R_B = 79.488$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_B \times 3.5 = 215.967$$

$$R_A = 17.78 \text{ KN /ml}$$

$$R_B = 61.70 \text{ KN/ml}$$

**a) Effort tranchant :**

Tronçon	Expression Ty	X(m)	Ty(KN)
0 x 1.1	17.78-12.31x	0	17.78
		1.1	4.24
1.1 x 3.5	22.33-16.45x	1.1	4.24
		3.5	-35.06
0 x 1.41	9.11-12.31x	0	9.11
		1.41	26.46

**b) Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression Mz	X(m)	Mz(KN.m)
0 x 1.1	$17.78x-6.155x^2$	0	0
		1.1	12.11
1.1 x 3.5	$-8.22x^2+22.33x-2.50$	1.1	12.11
		3.5	-25.09
0 x 1.41	$-6.15x^2-9.11x$	0	0
		1.41	-25.09

Le moment Mz est maximal pour  $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 22.33 - 16.45x = 0$$

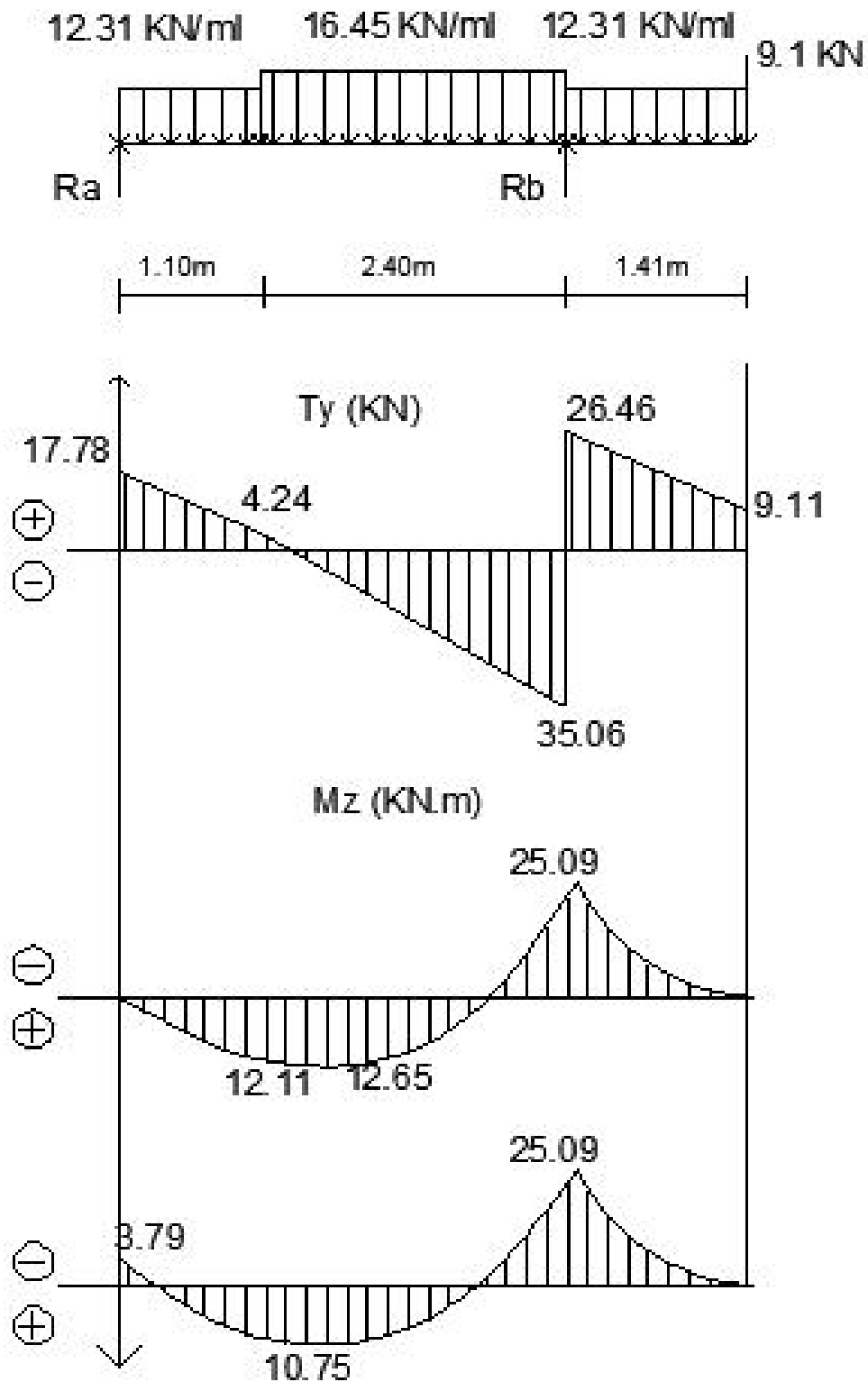
$$\implies X = 1.35 \text{ m}$$

Donc :  $M^{\max} = 12.65 \text{ KN.m}$

**Remarque :** Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Appuis :  $M_A = - M^{\max} \times 0.3 = - 12.65 \times 0.3 = - 3.79 \text{ kN.m}$
- En travées :  $M_t = M^{\max} \times 0.85 = 12.65 \times 0.85 = 10.75 \text{ kN.m}$
- $M_B \text{ appui} = -25.09 \text{ kN.m}$

➤ Diagramme des efforts internes à l'ELU :



➤ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

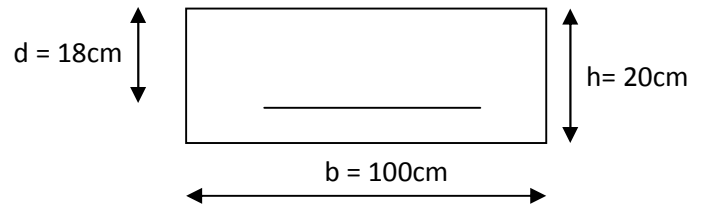
$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$ .

• **Appui A :**

$M_A = - 3.79 \text{ KN.m}$

**1. Armatures principales :**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.79 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.008 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$



**Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ . Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\mu_b$  correspondante.

$$\mu_b = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\beta} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_A}{\sigma_s d \beta} = \frac{3.79 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0.996} \times 10^{-2} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**2. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{0.61}{4} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10 = 3.93 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

• **En travée**

$M_u^t = 10.75 \text{ KN}$

**1. Armatures principales :**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.75 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.023 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.023 \quad \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\sigma_s d \beta} = \frac{10.75 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0.988} \times 10^{-2} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**2. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1.74}{4} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 20$  cm.

**• Appui B :**

$$M^B = -25.09 \text{ kN m}$$

**1. Armatures principales :**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M^B}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.09 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.054 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.054 \quad \quad \quad = 0.972$$

$$A_a = \frac{M^B}{Sd \uparrow_s} = \frac{25.09 \times 10^6}{0.972 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 4.12 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 14 = 7.69 cm<sup>2</sup> , avec un espacement  $S_t = 20$  cm

**2. Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.12}{4} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10 = 3.93 cm<sup>2</sup> , avec un espacement  $S_t = 20$  cm

**III-3-5) Les vérifications à l'ELU :****1) Vérification du non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$(A_t, A_a, A_B) > A_{\min} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**2) Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

On doit avoir :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{35.06 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\alpha_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

### 3) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art.A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = E_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times w = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{35.06 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 0.98 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.98 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 4) Encrage des barres :(Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times E^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}.$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{w \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{cm}$$

### 5) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\alpha_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 180}{1.5} \times 10^{-3} = 1080 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 35.06 \text{KN} < \bar{T}_u = 1080 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :

$$\text{Il faut avoir : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{400} \times \left[ 35.06 \times 10^3 + \frac{-3.79 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right] \times 10^{-2} = 0.33 \text{cm}^2.$$

$$A_a = 7.69 \text{cm}^2 > 0.33 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**III-3-6) Calcul à l'ELS:**

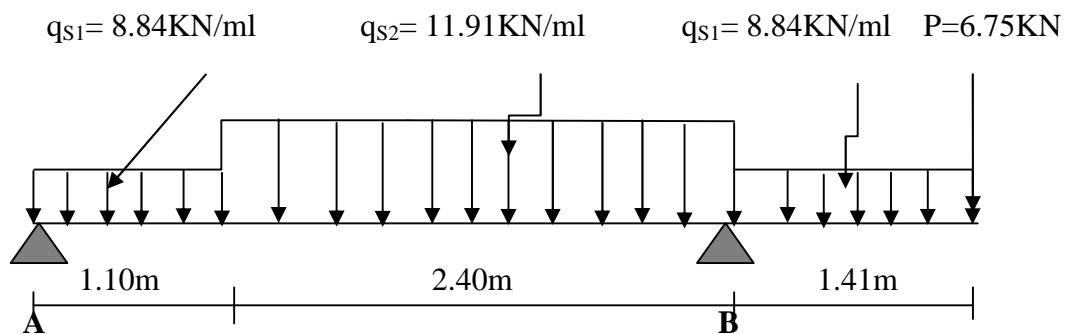
➤ **Combinaison de charges :**

**Palier :**  $q_s = G + Q = (6.34 + 2.5) \times 1 = 8.84 \text{ KN/ml}$ .

**Volée :**  $q_s = G + Q = (9.41 + 2.5) \times 1 = 11.91 \text{ KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $P = 2.86 \times (3.06 - 0.20) \times 1 = 6.75 \text{ KN}$ .

**A) Calcul des efforts internes :(par mètre linéaire)**



**Schéma statique de calcul**

**Les réactions aux appuis :**

$$\sum F / yy' = 0$$

$$R_A + R_B = (q_{s1} \times 1.1) + (q_{s2} \times 2.4) + (q_{s1} \times 1.41) + 6.75$$

$$R_A + R_B = 57.52$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_B \times 3.5 = 156.66$$

$$R_B = 44.76 \text{ KN /ml}$$

$$R_A = 12.76 \text{ KN/ml}$$

**a) Effort tranchant :**

Tronçons	Expression Ty	X(m)	Ty(KN)
0 x 1.1	12.76-8.84x	0	12.76
		1.1	3.03
1.1 x 3.5	16.13-11.91x	1.1	3.03
		3.5	-25.54
0 x 1.41	7.99x-19.40	0	6.75
		1.41	19.21

**b) Moments fléchissant :**

Tronçons	Expression Mz	X(m)	Mz(KN.m)
0 x 1.1	$-4.42x^2 + 12.76x$	0	0
		1.1	8.68
1.1 x 3.5	$-5.95x^2 + 16.13x - 1.85$	1.1	8.68
		3.5	-18.32
0 x 1.41	$-4.42x^2 - 6.75x$	0	0
		1.41	-18.32

Le moment Mz est maximal pour  $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 16.13 - 11.91x = 0$$

$$\implies X = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_s^{\max} = 9.08 \text{ KN.m} = M_0$$

- **Remarque**

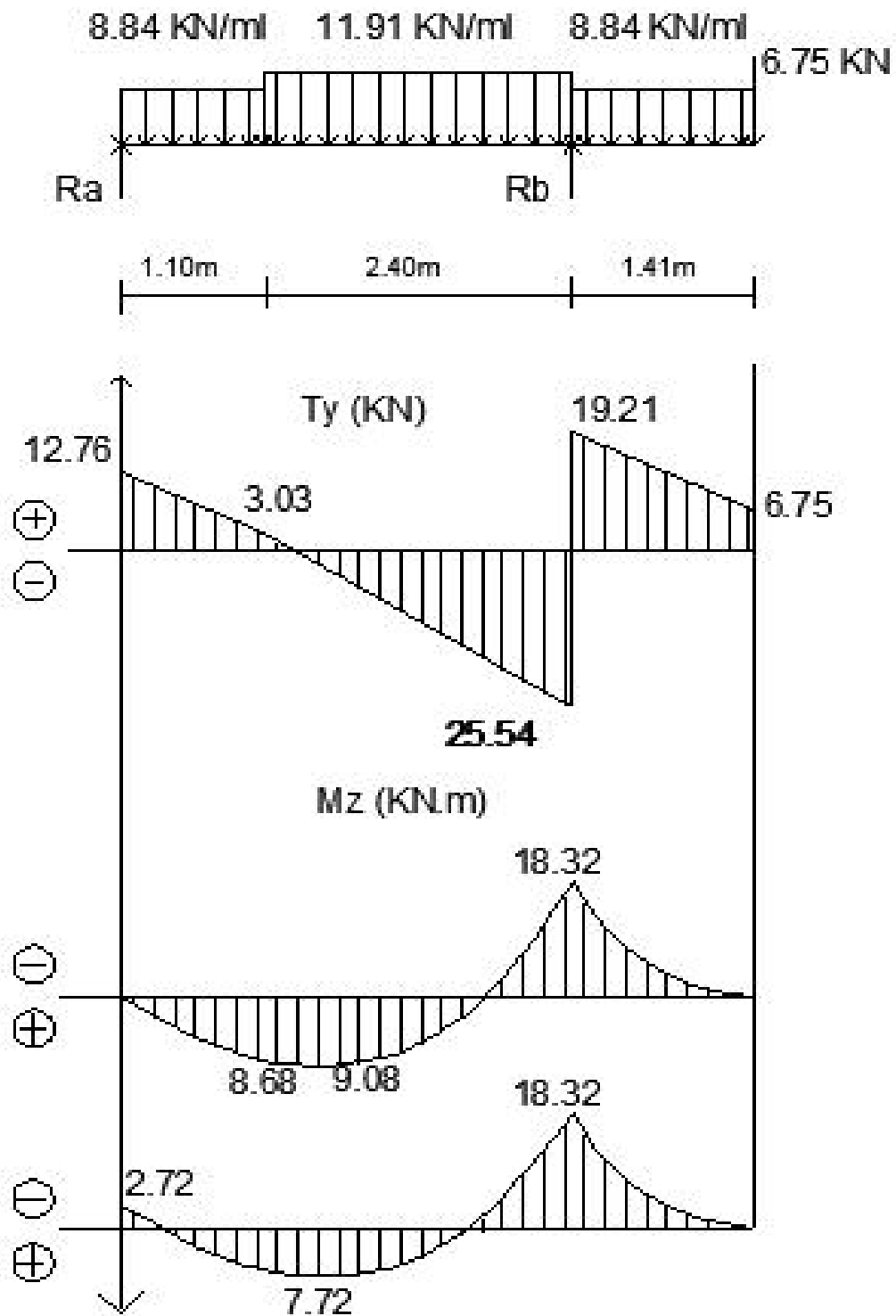
Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

$$\text{- Aux appuis : } M_{sA} = - M_s^{\max} \times 0.3 = - 9.08 \times 0.3 = - 2.72 \text{ kN.m}$$

$$\text{- En travées : } M_{st} = M_s^{\max} \times 0.85 = 9.08 \times 0.85 = 7.72 \text{ kN.m}$$

$$\text{- } M_B \text{ appui} = -18.32 \text{ kN.m}$$

➤ Diagramme des efforts internes à l'ELS :



### III.3.7 Vérification à l'E.L.S

#### III.3.7.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

##### • Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

##### ➤ En travée

$$M_t^{\text{ser}} = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.31$$

$$\rho_1 = 0.31 \Rightarrow \sigma_1 = 0.912 ; K_1 = 41.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \sigma_1 \times d} = \frac{7.72 \times 10^6}{5.65 \times 10^2 \times 0.912 \times 180} = 83.23 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{83.23}{41.82} = 1.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Aux appuis

##### Appui A

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = -2.72. \text{ m} \\ A = 3.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.21$$

$$\rho_1 = 0.21 \rightarrow \beta_1 = 0.925 \rightarrow K_1 = 51.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_{st} \times \sigma_1 \times d} = \frac{2.72 \times 10^6}{3.93 \times 10^2 \times 0.925 \times 180} = 41.56 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{41.56}{51.67} = 0.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Appui B

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 7.69 \text{ cm}^2 \\ M_s = -18.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35$$

$$\tau_s = \frac{M_B^{ser}}{A_{st} \times S_1 \times d} = \frac{18.32 \times 10^6}{7.69 \times 10^2 \times 0.9 \times 180} = 147.05 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K_1} = \frac{147.05}{35} = 4.20 \text{ MPa} < \tau_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.7.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{491} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{491} = 0.041 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.32}{10 \times 9.08} = 0.20 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

#### • Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818.865 \text{ MPa}$ )

$I_{fv}$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

#### ✓ La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S'_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 20^2 + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.32 \text{ cm.}$$

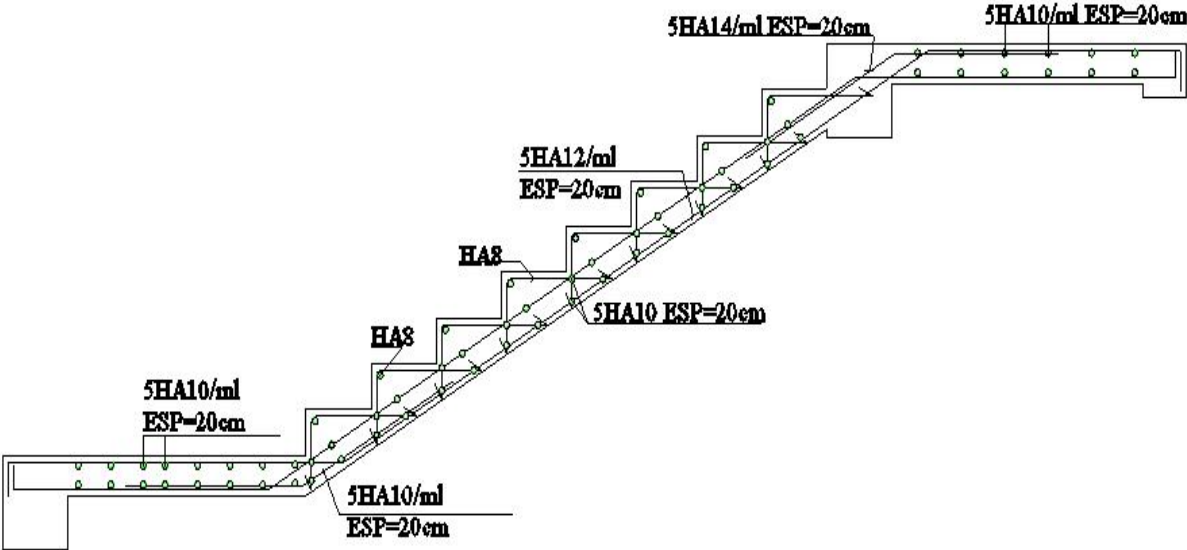
$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.68 \text{ cm.}$$

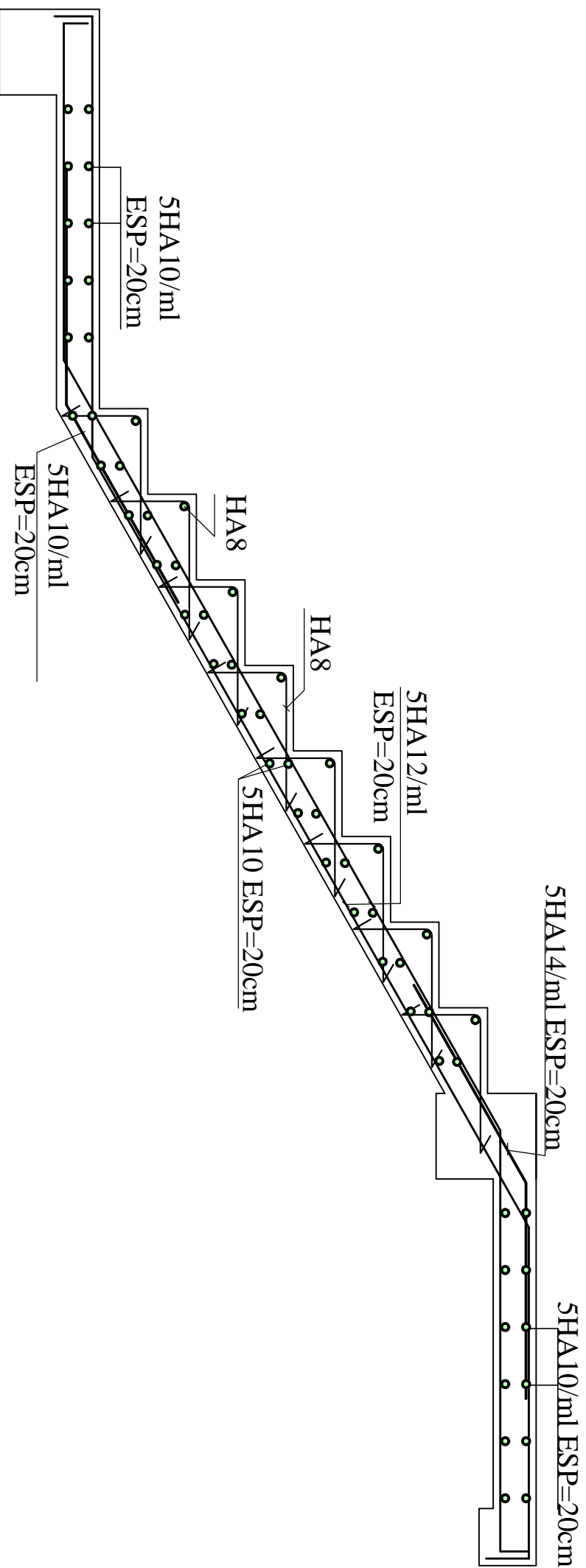
$$I_{fv} = \left( V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15At (V_2 - c)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{7.72 \times 10^6 \times 491^4}{10819 \times 71870.22 \times 10^4} = 0.115 \text{ cm} < \bar{f} = 0.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

Schéma représenté le ferrailage des escaliers :





# COFFRAGE & FERRAILLAGE DES ESCALIERS

**III-4 -CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :**

La poutre palière est semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, elle est destinée à supporter son poids propre ; la réaction de la paillasse et celle du palier.

**III-4-1-Pré dimensionnement :****A. Hauteur de la poutre  $h_t$  :**

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

$h_t$  : la hauteur de la poutre

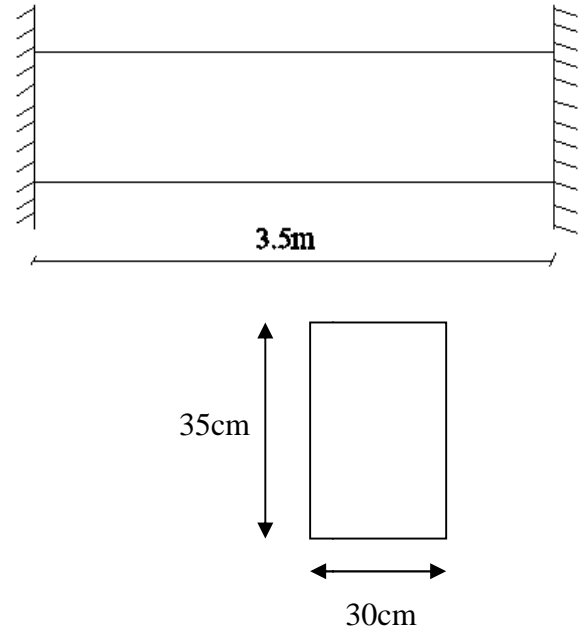
$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h_t \leq 35 \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

**B. Largeur de la poutre  $b$  :**

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

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$



**Figure III-1-1: Schéma de la poutre palière.**

**C. Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**Conclusion :**

La poutre aura pour dimensions :  **$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$**

**III-4-2-Déterminations des charges :**

- Son poids :  $G = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELU) :  $R_B = 61.70 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS) :  $R_B = 44.76 \text{ KN/ml}$ .

**III-4-3- Calcul à l'ELU :****A. Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35G + 2T_U/L$$

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 2 \times 61.70/3.5$$

$$q_u = 38.80 \text{ KN/ml}$$

**B. Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{38.80 \times 3.5^2}{8} = 59.41 \text{ KN.m.}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_U = R_A = R_B = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{38.80 \times 3.5}{2} = 67.9 \text{ KN.}$$

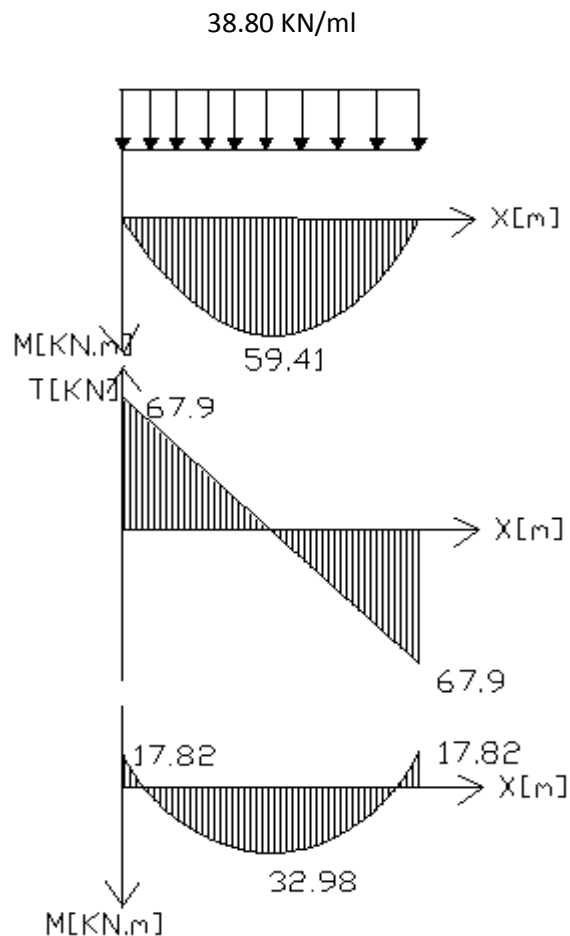
❖ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 59.41 = -17.82 \text{ KNm}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 38.80 = 32.98 \text{ KN}$$

**C. Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**



**Figure III-4-2 : Diagramme des M-fléchissant et des efforts tranchant ELU.**

**D. Ferrailage :**

❖ Aux appuis :

$$M_u = - 17.82 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.82 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.038 < \tilde{e} = 0.392.$$

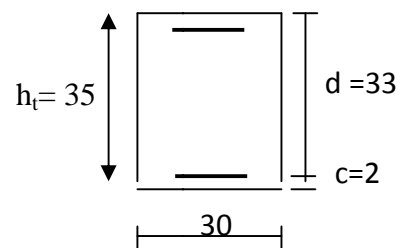
⇒ La section est simplement armée.

$$\tilde{b} = 0.038 \xrightarrow{\text{tableau}} s = 0.981.$$

$$A_a = \frac{M_u}{s \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17.82 \times 10^3}{0.981 \times 33 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.

❖ En travée :



$$M_u = 32.98 \text{KNm.}$$

$$\tilde{\rho}_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.98 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.071 < \tilde{\rho}_e = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\tilde{\rho}_b = 0.071 \xrightarrow{\text{tableau}} s = 0.963.$$

$$A_t = \frac{32.98 \times 10^3}{0.963 \times 33 \times 348} = 2.98 \text{cm}^2$$

On apte pour 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>.

**Remarque :** Vu l'importance des charges reprises par la poutre on doit augmenter la section d'armatures adopté.

### E. Vérification :

#### 1) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

#### 2) Aux appuis :

$$A_a = 3.39 \text{cm}^2 > 1.19 \text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 3) En travée : A<sub>t</sub>

$$A_t = 4.62 \text{cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 4) Vérification de l'effort tranchant :

$$\dagger_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{69.9 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.71 \text{Mpa}$$

$$\overline{\dagger}_u = \min\{0.13 f_{t28}; 5 \text{MPa}\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\dagger_u = 0.71 \text{MPa} < \overline{\dagger}_u = 3.33 \text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

#### 5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\dagger_{se} \leq \overline{\dagger}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot f \cdot W = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$f_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{69.9 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$f_{se} = 2.08 \text{ MPa} < \overline{f_{su}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

### 6) Encrage des barres :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{f_e}{4 s} \quad \text{Avec : } \overline{s} = 0.6 \quad \frac{f_{t28}}{s} = f_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

### 7) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a- Influence sur le béton :

$$T_u = 69.90 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times b d \frac{f_{c28}}{\chi b}$$

$$T_u = 69.90 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 330 \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 594 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 69.90 \times 10^3 + \frac{17.82 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 3.73 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

### 8) Calcul des armatures transversales :

a-Diamètre : 
$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; w_l \right\}$$

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right\} = \min \left\{ 10; 30; 14 \right\} = 8 \text{ mm}$$

Nous prenons :  $w_t = 8 \text{ mm}$

b-Espacement :

$$S_{t_{\max}} \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = S_{t_{\max}} \leq \min\{29.7; 40\text{cm}\} = 29.7 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 25\text{cm}$

Selon le RPA version 2003(Art 7.5-2)

L'espace doit vérifier :

**Aux appuis :**

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\right) = \min(8.25; 14.4; 30) \longrightarrow \text{Soit } St = 7 \text{ cm}$$

**En travée :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 16.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

#### III-4-4- Calcul à l'ELS :

##### A. Combinaisons de charges :

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = 2.625 + 2 \times 44.76 / 3.5$$

$$q_s = 28.20 \text{ KN/ml}$$

##### B. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

###### 1) Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{28.2 \times 3.5^2}{8} = 43.18 \text{ KN.m.}$$

###### 2) Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{28.2 \times 3.5}{2} = 49.35 \text{ KN.}$$

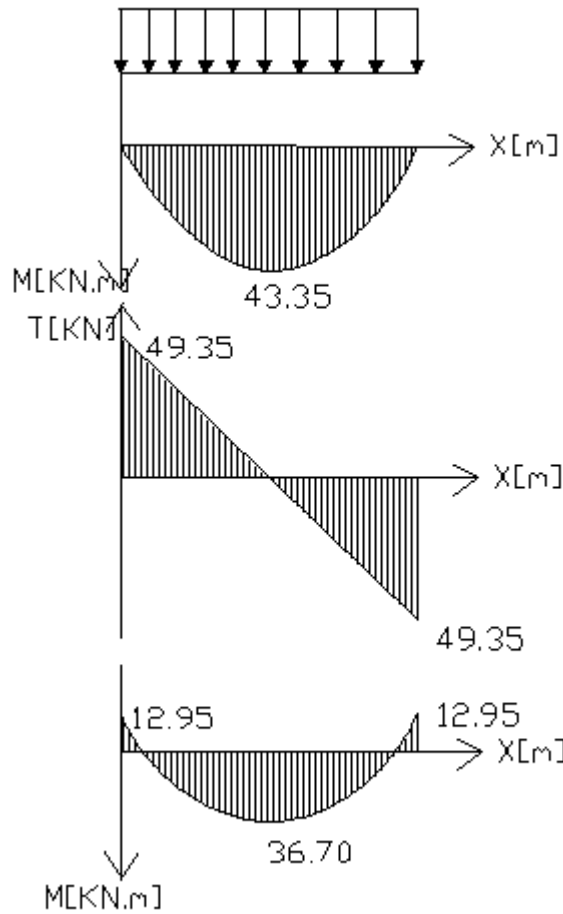
###### 3) Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_s = -0.3 \times 43.18 = -12.95 \text{ KNm}$$

###### 4) Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_s = 0.85 \times 43.18 = 36.70 \text{ KNm}$$

**C. Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**



**Figure III-4-3 : Diagramme des M-fléchissant et des efforts tranchant ELS**

**D. Vérification des contraintes :**

- **Etat limite de résistance à la compression :** [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{f}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = \frac{f_s}{K_1} ; f_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	...	S <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{f}_{bc}$
travée	36.70	4.62	0.466	0.897	33.54	268.35	8	15
appuis	12.95	3.39	0.342	0.909	39.95	127.34	3.18	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

▪ **Vérification de la flèche :** [BAEL.99/Artb6.5,2] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10 M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{36.7}{10 \times 43.18} = 0.085 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

**Ferraillage de la poutre palier :**

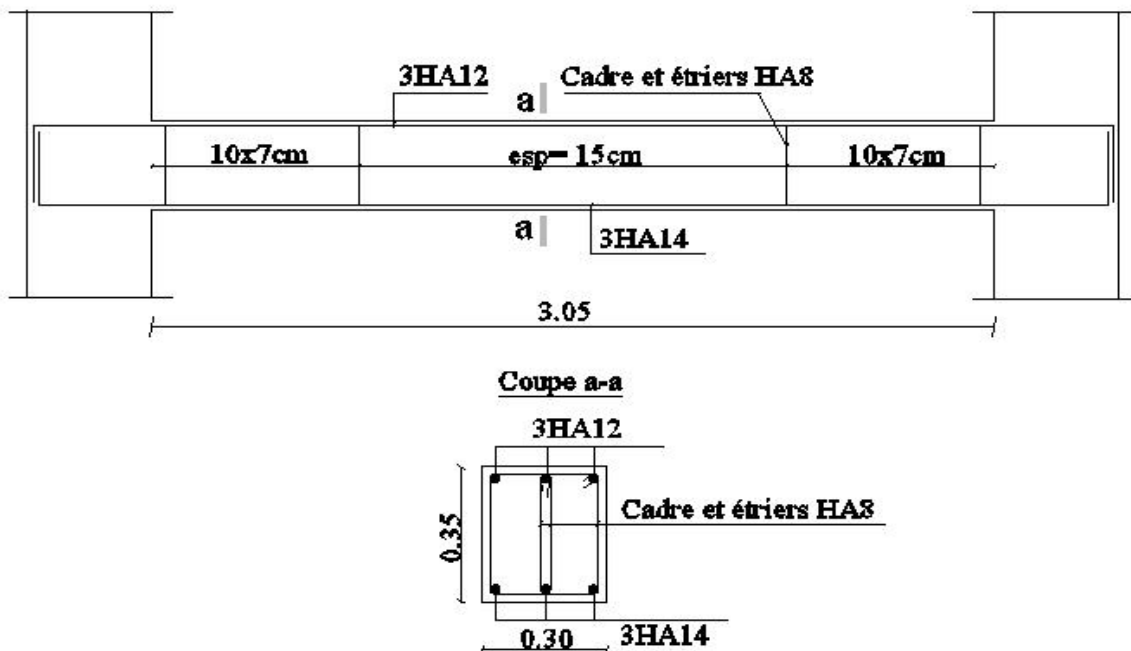


Figure III-10 : Plan de ferraillage de la poutre palière.

**III-5) Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur trois appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids de la cloison.

**a. Dimensionnement de la poutre :**

) La hauteur de la poutre « h » est donnée par :  $\frac{L}{1} \leq h \leq \frac{L}{1}$  ; avec : L= 400cm.

$$\frac{4}{1} \leq h \leq \frac{4}{1} \implies 26.67 \leq h \leq 40$$

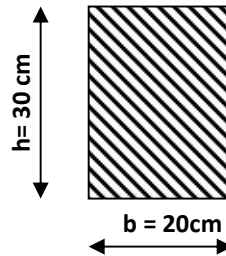
Soit : h=30[cm]

) La largeur de la poutre « b » :

Est donnée par :  $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

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

On opte pour : b=20cm



**Figure III-5-1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.**

**b. Evaluation des charges :**

) Charges permanentes :

- Le poids du plancher .....  $5,64 \times \frac{0,6}{2} = 1.83 \text{KN/ml}$ .
- Le poids de la poutre.....  $25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.5 \text{KN/ml}$ .
- Le poids de la cloison.....  $2,36 \times (3.06 - 0.3) = 6.51 \text{KN/ml}$ .

$G = 9.84 \text{ KN/ml}$
--------------------------

) Charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times (0.65 / 2) = 0.50 \text{KN / ml}$

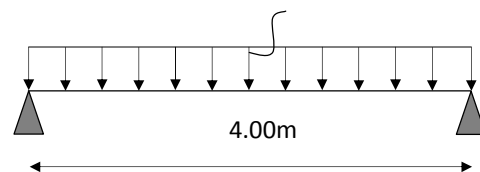
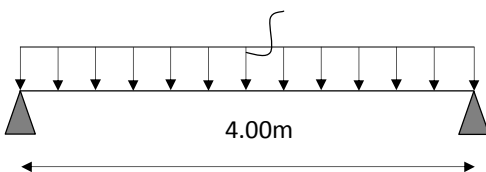
**c. Combinaison de charges :**

A l'ELU :  $q_u = 1.35 \times 9.84 + 1.5 \times 0.50 = 14.03 \text{KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = 9.84 + 0.50 = 10.34 \text{KN/ml}$

$q_u = 14.03 \text{KN/ml}$

$q_s = 10.34 \text{KN/ml}$



**Figure III-5-2 : Schéma de chargement à l'ELU**

**Figure III-5-3 : Schéma de chargement à l'ELS**

**d. Calcul des efforts internes :**▪ **A l'ELU****Le moment isostatique :**

$$M_{0u} \times M_u^{\max} \times \frac{q_u \mid l^2}{8} \times \frac{14.03 \mid 4^2}{8} \times 28.06 \text{KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_u \times T_u^{\max} \times \frac{q_u \mid l}{2} \times \frac{14.03 \mid 4}{2} \times 28.06 \text{KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a \times 0.3 \mid M_u^{\max} \times 0.3 \mid 28.06 \times 28.41 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t \times 0.85 \mid M_u^{\max} \times 0.85 \mid 28.06 \times 23.85 \text{KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

:

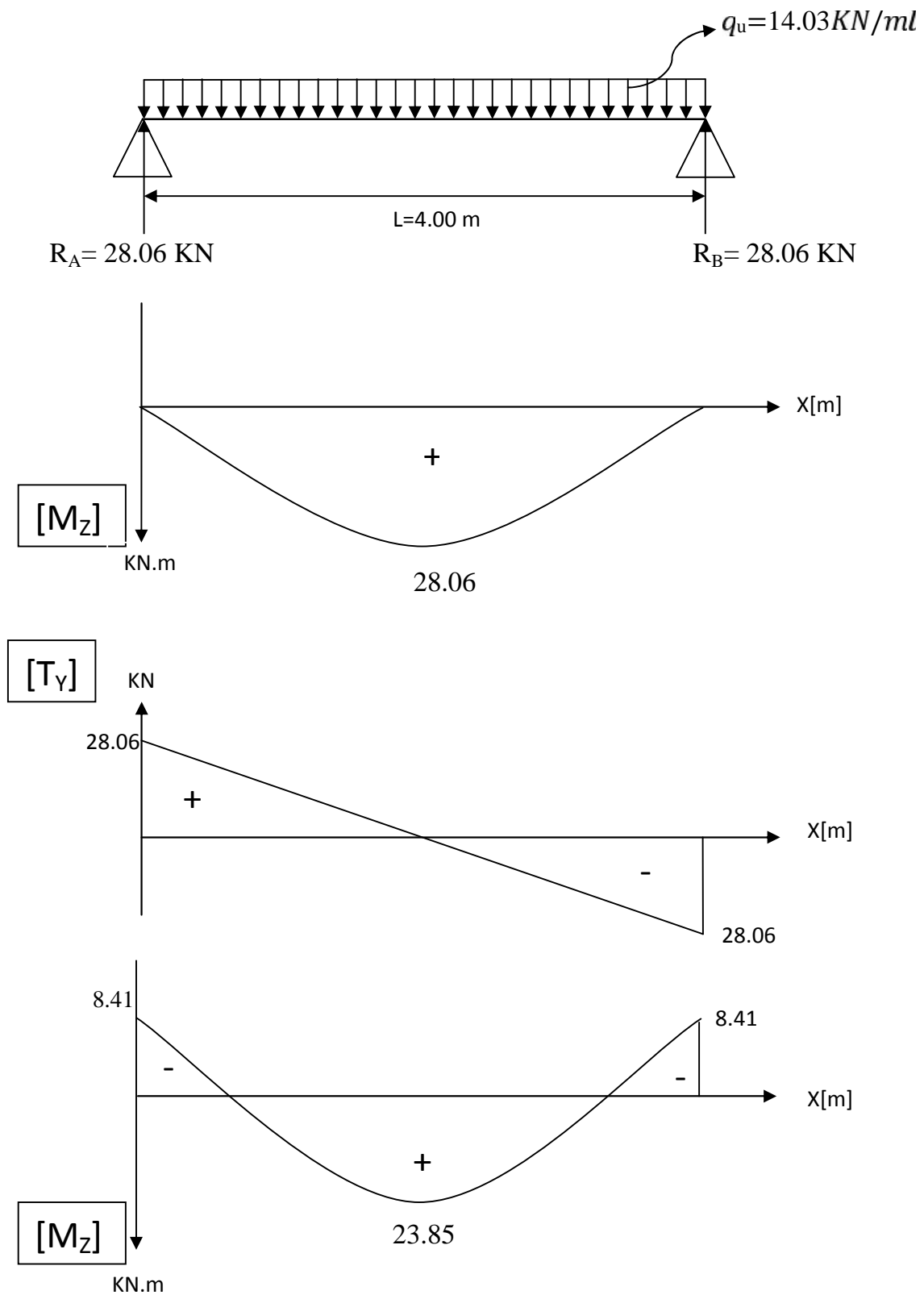


Figure III-5-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

▪ **A L'ELS :**

**Le moment isostatique :**

$$M_{0s} \times M_s^{\max} \times \frac{q_s \mid l^2}{8} \times \frac{10.34 \mid 4^2}{8} \times 20.68 \text{KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_s \times T_s^{\max} \times \frac{q_s \mid l}{2} \times \frac{10.34 \mid 4}{2} \times 20.68 \text{KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a \times 0.3 \mid M_s^{\max} \times 0.3 \mid 20.68 \times 6.20 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t \times 0.85 \mid M_s^{\max} \times 0.85 \mid 20.42 \times 17.35 \text{KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

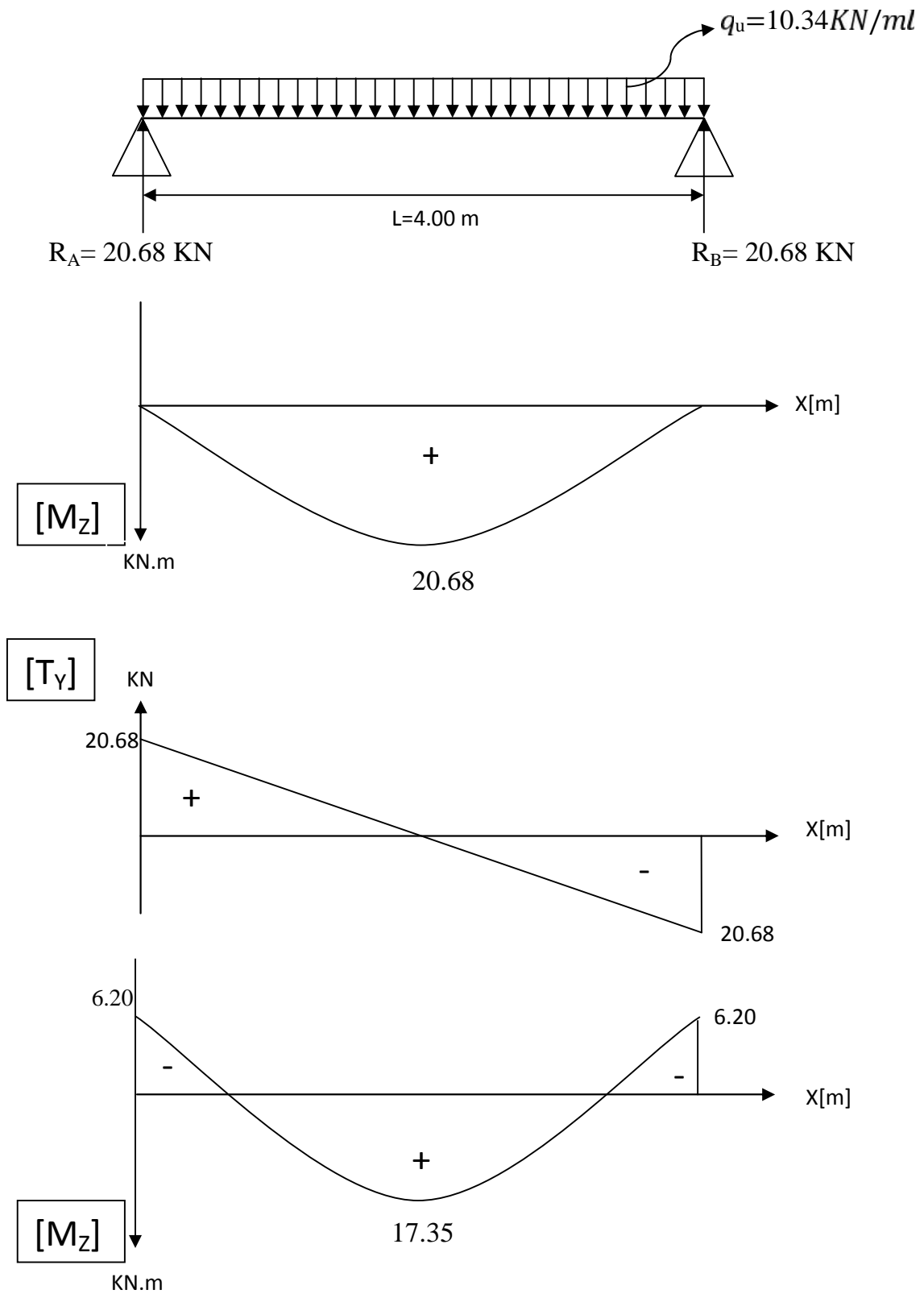


Figure III-5-5 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**III-5-1- Calcul des armatures a ELU:**

**a) Armatures longitudinales :**

L'enrobage : c=2 cm

La hauteur utile : d =28cm

▪ **Aux appuis :**  $M_a=8.41$  KN.m.

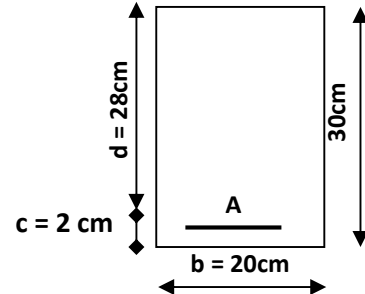
$$\hat{\sigma}_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.41 \cdot 10^6}{200 \cdot (280)^2 \cdot 14.2} = 0.038$$

$\hat{\sigma}_b = 0.038 < \hat{\sigma}_1 = 0.392$  S. S. A

$\hat{\sigma}_b = 0.038 \quad \rho = 0.981$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot d \cdot \rho} = \frac{8.41 \cdot 10^6}{0.981 \cdot 280 \cdot 348} \cdot 10^{22} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA8  $A_a = 1.50 \text{ cm}^2$



▪ **En travée:**  $M_t=23.85$  KN.m

$$\hat{\sigma}_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23.85 \cdot 10^6}{200 \cdot (280)^2 \cdot 14.2} = 0.107$$

$\hat{\sigma}_b = 0.107 < \hat{\sigma}_1 = 0.392$  S. S. A

$\hat{\sigma}_b = 0.107 \quad \rho = 0.943$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot d \cdot \rho} = \frac{23.85 \cdot 10^6}{0.943 \cdot 280 \cdot 348} \cdot 10^{-2} = 2.59 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

**b) Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :**

▪ **Diamètre**

$$w_t \geq \max \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; w_l \right)$$

$$w_t \geq \max \left( \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right) = 8.57 \text{ mm}$$

On opte pour :  $w_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

- **Espacement: ( Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :**

$$S_{t_{\max}} \text{ TM} \min \sum 0.9d ; 40\text{cm} * X \min \sum 5.2 ; 40\text{cm} * X 25.2\text{cm}$$

On opte pour :  $S_{t_{\max}} = 25\text{cm}$

**Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$S_t \text{ TM} \min \frac{h}{4} ; 12\theta \quad X \min f 7.5 ; 9.6 \text{ A}$$

$$S_t = 7.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{On opte : } S_t = 7\text{cm}$$

En travée :

$$S_t \text{ TM} \frac{h}{2} X 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### III-5-2) Vérification à l'ELU :

- a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{\min} X 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd X 0.23 | 20 | 28 | \frac{2.1}{400} X 0.676\text{cm}^2$$

$$A_{\min} X 0.676\text{cm}^2 \quad \Phi f_{A_t} X 3.39\text{cm}^2 ; A_u X 1.5\text{cm}^2 \text{ A}$$

**Condition vérifiée**

- b) Vérification de la contrainte tangentielle :(art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_u X \frac{V_u}{b d} X \frac{28.06 | 10^3}{200 | 280} X 0.501\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u X \min 0.2 \frac{f_{c28}}{X_b} ; 5\text{MPa} X 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u X 0.501\text{MPa} \Phi \bar{\tau}_u X 3.33\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

- c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

**(Art : A .5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :**

- **Sur le béton :**

$$V_u \Phi \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u X 0.4 \frac{f_{c28}}{X_b} 0.9 db_0$$

$$\bar{V}_u X 0.4 | \frac{25}{1.5} | 0.9 | 280 | 200 X 336000\text{N}$$

$$V_u = 28.06 \text{ KN} < \bar{V}_u X 336 \text{ KN}$$

▪ **Sur l'acier :**

$$A_{\min}; \text{avec } \frac{1.15}{f_e} (V_u \Gamma H) \quad H \times \frac{M_{a \max}}{0.9d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1.15}{400} (28.06 \times 10^3 \Gamma \frac{8.41 \times 10^6}{0.9 \times 280}) \Rightarrow A_{\min} \geq 1.76 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

On a  $A_p = 1.50 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$  Les armatures calculées ne sont pas suffisantes.

Pour les armatures aux appuis on doit choisir d'autres sections d'acier qui doivent satisfaire la condition ci-dessus.

**On prend : 3HA10  $\varnothing$   $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$**

- **En travée :**

On a  $A_p = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$  Les armatures calculées sont suffisantes.

**d) Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6.1.2 /BAEL 91 modifiées 99):**

$$\ddagger_{se} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s \times \frac{f_e}{4\ddagger_{su}} \theta \times 35,27\theta$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

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

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement  
(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\varnothing_{se} \ddagger_{se} = \varphi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\ddagger_{se} \times \frac{V_u}{0,9d \ U_i}$$

$u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$u_i = 3x \ x$$

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

$$\varnothing_{se} = \frac{28,06 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} \times 1,18 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \ddagger_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**III-5-3) Vérification à l'ELS :****a) Vérification de la contrainte dans le béton :****Aux appuis :**

$$b \leq \overline{\sigma_b} \quad A \quad \overline{\sigma} = 0,6f_{c2} = 15M$$

$$b = \frac{s}{k_1} \quad e \quad \sigma = \frac{M}{\beta_1 d \cdot A}$$

$$_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.35}{20 \times 28} = 0.419$$

$$_1 = 0.419 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \Rightarrow k_1 = 35.50$$

$$s = \frac{6.20 \times 10^6}{0.901 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 104.57 \text{MPa}$$

$$b = \frac{s}{k_1} = \frac{104.57}{35.50} = 2.94M$$

$$b = 2.94M < \overline{\sigma_b} = 15M \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$_1 = 0.605 \Rightarrow \beta_1 = 0.885 \Rightarrow k_1 = 28.48$$

$$s = \frac{17.35 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 206.53 \text{MPa.}$$

$$b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{206.53}{28.48} = 7.25M < \overline{\sigma_b} = 15M \quad \Rightarrow \quad C \quad \text{ér. ée.}$$

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

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

c) **État limite de déformation : (vérification de la flèche)**

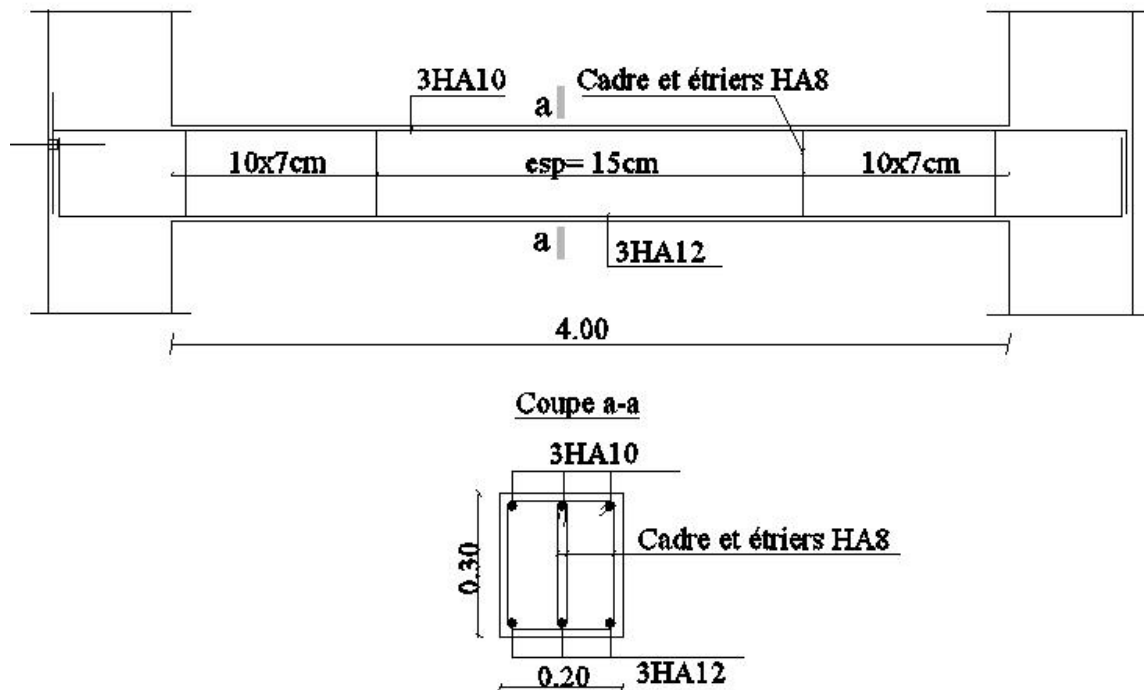
Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$- \frac{h}{L} \left| \frac{1}{16} - \frac{30}{400} \right| \times 0.075 \Psi 0.0625 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

$$- \frac{h}{L} \left| \frac{1}{10} - \frac{M_t}{M_0} \right| \times 0.075 \Psi 0.085 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

$$- \frac{A_s}{b.d} \times \frac{3.39}{20} \left| \frac{28}{28} \right| \times 0.006 \Phi \frac{4.2}{f_e} \times 0.0105 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

**Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**

**Figure III-5-6 : Plan de ferrailage de la poutre palière**

### III-6) Étude de la salle machine :

L'ouvrage est muni de cages d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement  $V=1$  m/s. Et chaque cage possède une dalle pleine de surface égale à  $1.82\text{m}^2$  ( $1.30 \times 1.40$ ), reposant sur 3 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 4 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

#### III-6-1) Calcul de la dalle pleine :

$$L_X = 1,30 \text{ m} ; L_Y = 1,40 \text{ m} ; S = 1.82 \text{ m}^2$$

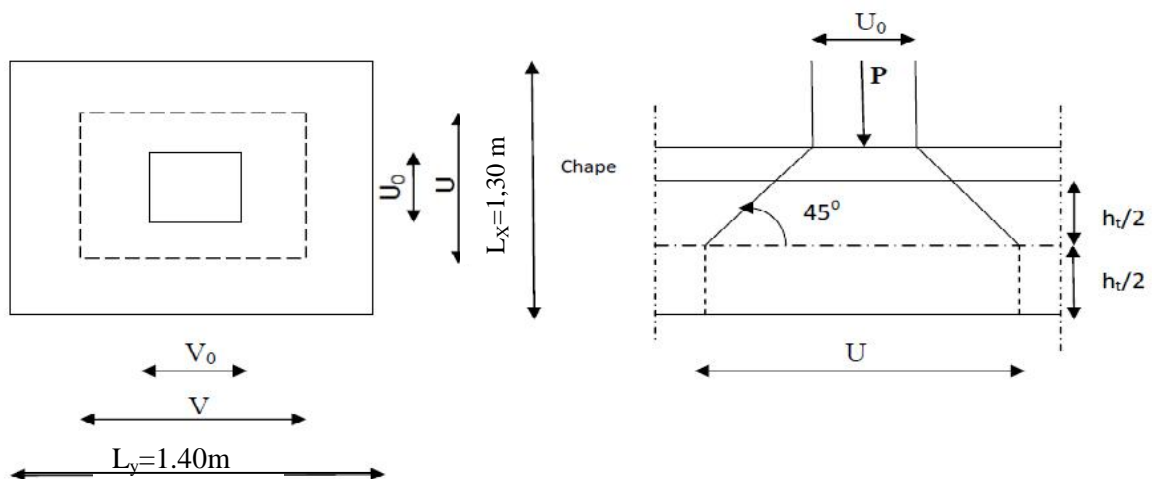


Figure III.6.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

#### a) Épaisseur de la dalle :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,3}{1,4} = 0,93 ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur  $e_p = 15$  cm (est déjà calculer en 2eme chapitre).

#### b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

$$U = U_0 + 2 h_r + h_0$$

$$V = V_0 + 2 h_r + h_0$$

**Avec :**

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact ( $U_0=V_0=80\text{cm}$ )

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$h_0$  : Hauteur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ )

$hr$  : Epaisseur de revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

: Revêtement en béton ( $\nu = 1$ )

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm.} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm.} \end{cases}$$

**c) Calcul des efforts :**

➤ **Les moments  $M_x, M_y$  dû au système de levage :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) q$$

**Avec :**

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\dots; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

On devra aussi tenir compte du fait que  $M_y$  ne peut être inférieure à  $0.25M_x$

$$\left. \begin{aligned} \dots = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{140} = 0.93 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0.807 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{140} = 0.75 \end{aligned} \right\}$$

**Après l'interpolation**  $\Rightarrow M_1 = 0,061$  et  $M_2 = 0,049$

- **A l'ELU:**

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

$$\text{Avec : } q = 1,35 P = 1,35 \times 40 = 54 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 54 \times 0,061 = 3.29 \text{KNm}$$

$$M_{y1} = 54 \times 0,049 = 2.64 \text{KNm}$$

➤ **Les moments dû aux poids propre de la dalle pleine ( $M_{x2}$  et  $M_{y2}$ ):**

... = 0.93 > 0,4 ⇒ La dalle travail dans les **deux** sens.

$$\dots = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN/mL}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0428 \times 6.56 \times (1.3)^2 = 0.474 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.841 \times 0.474 = 0.398 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.29 + 0.474 = 3.764 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.64 + 0.398 = 3.038 \text{ KN.m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés de coefficients ; 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**III-6-2) Ferrailage à l'ELU:**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 3.764 = 1.129 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.129 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_a}{S.d. \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{1.129 \times 10^6}{0.998 \times 130 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec : St = 25 cm

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0.85 \times 3.764 = 3.199 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\rho}_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.199 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.013 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_t}{S.d. \cdot \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{3.199 \times 10^6}{0.993 \times 130 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec : St = 25 cm

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.038 = 2.582 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\rho}_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.582 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.01 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_t}{S.d. \cdot \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{2.582 \times 10^6}{0.995 \times 130 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec : St = 25 cm

### III-6-3) Vérification à L'ELU:

• **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$\rho_x = \frac{A_m}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_m \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction :  $\rho_0 = 0.80 \%$

$$A_S \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{1}{2} (3 - \frac{1}{1}) = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 2.01 \text{ cm}^2 \quad 1.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier :  $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **Écartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser (2h ; 25cm).

$$S_t=25\text{cm} \quad (2h=30\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33cm).

$$S_t=25\text{cm} \quad (3h=45\text{cm}, 33\text{cm}) \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$$q_u \leq 0,045 \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm}=4.20\text{m}$$

$$q_u=54 \quad 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{2 \times 1^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u=54 \text{ KN} \quad 472.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a  $U = V$ , alors :

$$\text{➤ Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{54}{2 \times 1.05 + 1.05} = 17.14 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } P=1.35 G= 54 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{54}{3 \times 1.05} = 17.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.44 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\alpha_b} ;$$

$$\bar{\tau} = 0.44 \frac{f_{c28}^{1/2}}{\alpha_b} = 2.70 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{17.14 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.131 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} = 2.70 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-6-4) Vérification à l'ELS :**➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_1 = 0.061 \text{ et } M_2 = 0.049$$

$$M_{X1} = (M_1 + \nu M_2) q_s$$

$$M_{Y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s$$

$$q_s = G = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{X1} = 40 \times (0.061 + 0.2 \times 0.049) = 2.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 40 \times (0.049 + 0.2 \times 0.061) = 2.448 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\dots = 0.93 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \sim_x = 0.050 \\ \sim_y = 0.891 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \sim_x q_s l_x^2 = 0.050 \times 4.75 \times (1.3)^2 = 0.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \sim_y \times M_{X2} = 0.891 \times 0.40 = 0.356 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 2.832 + 0.40 = 3.232 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{Y1} + M_{Y2} = 2.448 + 0.356 = 2.804 \text{ KN.m.}$$

➤ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

**Sens x-x : Sens y-y:**

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3M_x \\ M_x^t = 0,85M_x \end{cases} \quad \begin{cases} M_y^a = 0,3M_y \\ M_y^t = 0,85M_y \end{cases}$$

**III-6-6) Ferrailage à l'ELS:**• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0.3 \times 3.232 = 0.969 \text{ KN.m}$$

$$\sim_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004 \quad 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_t}{S.d. \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{0.969 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens de la petite portée X-X :

• En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 3.232 = 2.747 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\beta} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.747 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_t}{S.d. \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{2.747 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures trouvées à E.L.S sont inférieures à celle adoptées à E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ Dans le sens de la grande portée Y-Y :

• En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.804 = 2.383 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\beta} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.383 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.009 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_t}{S.d. \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{2.383 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures trouvées à E.L.S sont inférieures à celles adoptées à E.L.U donc les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

### III-6-7) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{2 M_{us}}$
- $\frac{A_x}{b} \geq \frac{2}{f_e}$

-h : Hauteur de la dalle.

- $M_{lx}$  : Moment en travée dans le sens (xx).

- $M_{0s}$  : Moment isostatique de référence dans la direction de  $l_x$  pour une largeur de bande de 1m.

- $A_x$  : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-b : Largeur de la bande égale à 1m.

-d : Hauteur utile de la bande.

$$a) \frac{h}{l_x} = \frac{1}{1} = 0.115 \quad \frac{M_t}{2 M_{0s}} = \frac{0.8 \times M_x}{2 M_x} = \frac{0.8 \times 2.7}{2 \times 3.2} = 0.036 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{A_x}{b} = \frac{2.0}{1 \times 1} = 0.0024 \quad \frac{2}{f_e} = \frac{2}{4} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**$\Rightarrow$  Il est inutile de vérifier la flèche.**

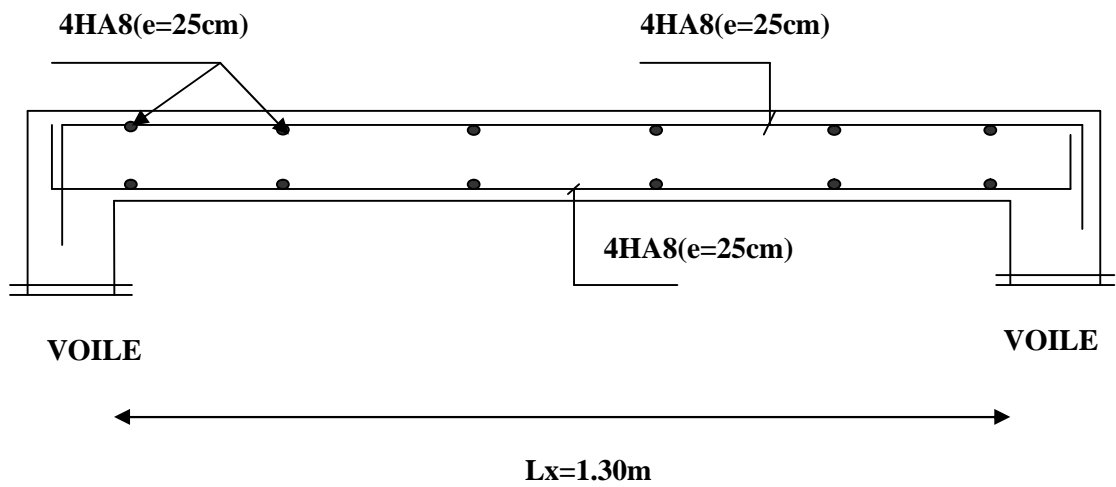
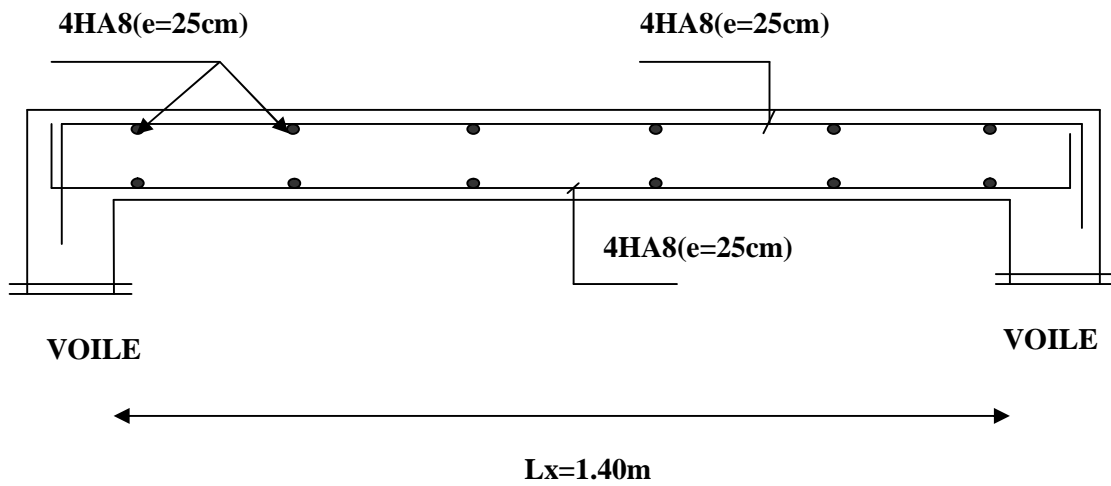
### État limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

$$\text{Dans les deux sens (x-x et y-y)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA8(2.01 \text{ cm}^2)}. \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA8(2.01 \text{ cm}^2)}. \end{array} \right.$$

**Sens X-X :****Sens Y-Y :**

*Figure III.6.2 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.*

**IV-1) Introduction :**

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

**IV-2) Rigidité des portiques :****IV-2-1) Calcul des rigidités linéaires :**

$$\triangleright \text{Rigidités linéaire d'un poteau : } \mathbf{K_p} = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\triangleright \text{Rigidités linéaire d'une poutre : } \mathbf{K_p} = \frac{I_p}{L_c}$$

$$\mathbf{K_p} = \left( \frac{I_p}{L_c} \right) ; \quad \mathbf{K_p} = \left( \frac{I_p}{h_c} \right)$$

**❖ Identification des paramètres :**

$I$  : moment d'inertie de l'élément  $\left( I = \frac{b h^3}{12} \right)$ .

**Poteaux :**  $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_p$  Avec :  $h_c$  : Hauteur des poteaux à calculées.  $\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poteaux.  $e_p$  : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_p$$

**Poutres :**  $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_p$  Avec :  $L_c$  : Longueur des poutres à calculées.  $\bar{L}$  : Longueur entre nus des poutres.  $h_p$  : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_p$$

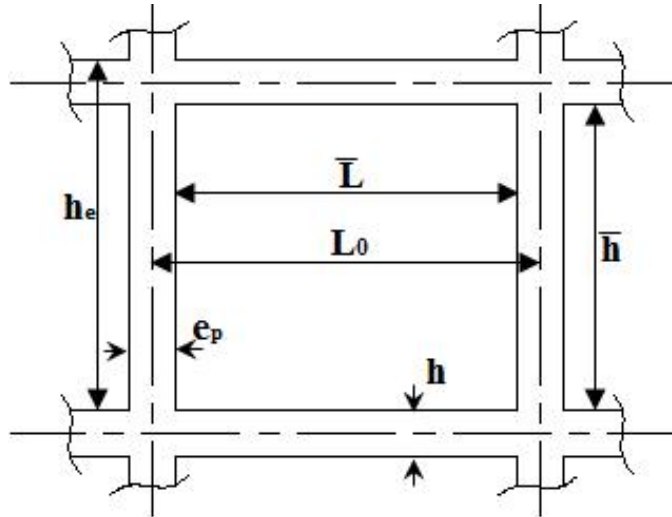
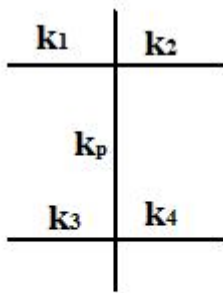


Figure IV.1 : Identification des paramètres.

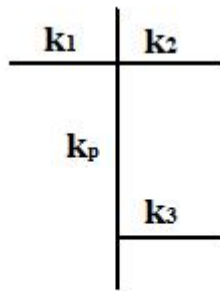
IV-2-2) Calcul des coefficients  $\bar{K}$  (rigidités moyennes) :

1<sup>er</sup> Cas : étages courant  $\bar{K} =$

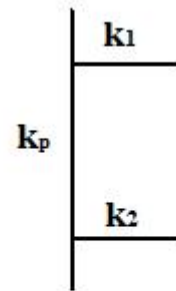
$$\frac{\sum K_p \times (p \quad s \quad +p \quad i \quad )}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

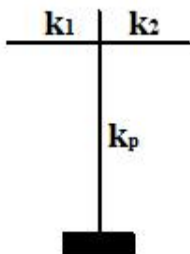


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

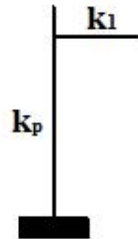
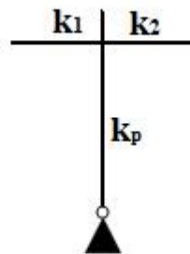


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

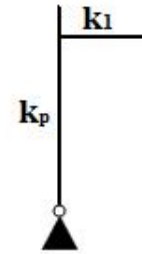
2<sup>ème</sup> Cas : Premier niveau :  $\bar{K} = \frac{\sum K_p \times (p \quad s \quad )}{K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



IV-2-3) Calcul des coefficients de correction  $\alpha_j^i$  des rigidités des poteaux :

$$1^{er} \text{ Cas} : \text{Etage courant} : \alpha_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$2^{ème} \text{ Cas} : \text{Premier niveau} :$

- Poteau encastré à la base :  $\alpha_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base :  $\alpha_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

## IV-2-4) Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{1}{h_c^2} \times E \times \alpha_j^i \times k_p^i$$

Les résultats des rigidités linéaires,  $\bar{K}$ ,  $\alpha_j^i$  et  $r_j^i$ , sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveaux	b (c)	h (c)	I (c <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (c)	h <sub>p</sub> (c)	$\bar{h}$ (c)	e <sub>p</sub> (c)	h <sub>c</sub> (c)	K <sub>p</sub> (c <sup>3</sup> )
9	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
8	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
7	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.46
6	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
5	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
4	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
3	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
2	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
1	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
service	45	45	341718.75	357	35	322	45	344.5	991.93
RDC	45	45	341718.75	408	35	373	45	395.5	864.02

TAB IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveaux	$b$ (c)	$h$ (c)	$I$ (c <sup>4</sup> )	$h_e$ (c)	$h_p$ (c)	$\bar{h}$ (c)	$e_p$ (c)	$h_c$ (c)	$K_p$ (c <sup>3</sup> )
9	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441
8	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441
7	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441
6	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
5	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
4	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
3	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
2	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.47
1	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.47
service	45	45	341718.75	357	40	317	45	339.5	1006.53
RDC	45	45	341718.75	408	40	368	45	390.5	875.08

TAB IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y

Niveaux	Travée	$b$ (c)	$h$ (c)	$I$ (c <sup>4</sup> )	$L_0$ (c)	$e_p$ (c)	$\bar{L}$ (c)	$h_p$ (c)	$L_c$ (c)	$K_p$ (c <sup>3</sup> )
Etages 7, 8, 9	1 ⇒ 2	30	35	107187.5	400	35	365	35	382.5	279.97
	2 ⇒ 3	30	35	107187.5	350	35	315	35	332.5	322.07
	3 ⇒ 4	30	35	107187.5	350	35	315	35	332.5	322.07
	4 ⇒ 5	30	35	107187.5	340	35	305	35	322.5	332.05
	5 ⇒ 6	30	35	107187.5	350	35	315	35	332.5	322.07
	6 ⇒ 7	30	35	107187.5	330	35	295	35	312.5	342.68
Etages 3, 4, 5, 6	1 ⇒ 2	30	35	107187.5	400	40	360	35	377.5	283.67
	2 ⇒ 3	30	35	107187.5	350	40	310	35	327.5	326.98
	3 ⇒ 4	30	35	107187.5	350	40	310	35	327.5	326.98
	4 ⇒ 5	30	35	107187.5	340	40	300	35	317.5	337.28
	5 ⇒ 6	30	35	107187.5	350	40	310	35	327.5	326.98
	6 ⇒ 7	30	35	107187.5	330	40	290	35	307.5	348.25
RDC, ES, étages 1, 2	1 ⇒ 2	30	35	107187.5	400	45	355	35	372.5	287.48
	2 ⇒ 3	30	35	107187.5	350	45	305	35	322.5	332.05
	3 ⇒ 4	30	35	107187.5	350	45	305	35	322.5	332.05
	4 ⇒ 5	30	35	107187.5	340	45	295	35	312.5	342.68
	5 ⇒ 6	30	35	107187.5	350	45	305	35	322.5	332.05
	6 ⇒ 7	30	35	107187.5	330	45	285	35	302.5	354.01

TAB IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (c)	h (c)	I (c <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (c)	e <sub>p</sub> (c)	$\bar{L}$ (c)	h <sub>p</sub> (c)	L <sub>c</sub> (c)	K <sub>p</sub> (c <sup>3</sup> )
Etages 7, 8, 9	A ⇒ B	30	40	160000	540	35	505	40	525	304.76
	B ⇒ C	30	40	160000	305	35	270	40	290	551.72
	C ⇒ D	30	40	160000	385	35	350	40	372	430
Etages 3, 4, 5, 6	A ⇒ B	30	40	160000	540	40	500	40	520	307.69
	B ⇒ C	30	40	160000	305	40	265	40	285	561.40
	C ⇒ D	30	40	160000	385	40	345	40	365	430.37
RDC, ES, étages 1, 2	A ⇒ B	30	40	160000	540	45	495	40	515	310.68
	B ⇒ C	30	40	160000	305	45	260	40	280	571.43
	C ⇒ D	30	40	160000	385	45	340	40	360	444.44

TAB IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travées	K <sub>p</sub> (c <sup>3</sup> )	poteaux	K <sub>p</sub> (c <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	$\alpha_j^i$	E (M)	h <sub>c</sub> (c <sup>3</sup> )	r <sub>j</sub> <sup>i</sup>	R <sub>x</sub> <sup>j</sup>
Etages 7, 8, 9	1 ⇒ 2	279.97	1	433.46	0.650	0.245	32164.2	288.5	492.467	5344.778
	2 ⇒ 3	322.07	2	433.46	1.400	0.411	32164.2	288.5	826.139	
	3 ⇒ 4	322.07	3	433.46	1.486	0.426	32164.2	288.5	856.290	
	4 ⇒ 5	332.05	4	433.46	1.509	0.430	32164.2	288.5	864.331	
	5 ⇒ 6	322.07	5	433.46	1.509	0.430	32164.2	288.5	864.331	
	6 ⇒ 7	342.68	6	433.46	1.533	0.434	32164.2	288.5	872.370	
	6 ⇒ 7	342.68	7	433.46	0.790	0.283	32164.2	288.5	568.850	
Etages 3, 4, 5, 6	1 ⇒ 2	283.67	1	733.10	0.390	0.163	32164.2	291	544.652	6335.334
	2 ⇒ 3	326.98	2	733.10	0.833	0.294	32164.2	291	982.378	
	3 ⇒ 4	326.98	3	733.10	0.892	0.308	32164.2	291	1029.158	
	4 ⇒ 5	337.28	4	733.10	0.906	0.312	32164.2	291	1042.523	
	5 ⇒ 6	326.98	5	733.10	0.906	0.312	32164.2	291	1042.523	
	6 ⇒ 7	348.25	6	733.10	0.921	0.315	32164.2	291	1052.548	
	6 ⇒ 7	348.25	7	733.10	0.475	0.192	32164.2	291	641.552	
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	1 ⇒ 2	287.48	1	1164.29	0.247	0.110	32164.2	293.5	573.841	7037.377
	2 ⇒ 3	332.05	2	1164.29	0.532	0.210	32164.2	293.5	1095.514	
	3 ⇒ 4	332.05	3	1164.29	0.570	0.222	32164.2	293.5	1158.116	
	4 ⇒ 5	342.68	4	1164.29	0.579	0.224	32164.2	293.5	1168.549	
	5 ⇒ 6	332.05	5	1164.29	0.579	0.224	32164.2	293.5	1168.549	
	6 ⇒ 7	354.01	6	1164.29	0.589	0.227	32164.2	293.5	1184.199	
	6 ⇒ 7	354.01	7	1164.29	0.304	0.132	32164.2	293.5	688.609	
Etage de service	1 ⇒ 2	287.48	1	991.93	0.290	0.126	32164.2	344.5	406.469	4938.916
	2 ⇒ 3	332.05	2	991.93	0.624	0.238	32164.2	344.5	767.774	
	3 ⇒ 4	332.05	3	991.93	0.670	0.251	32164.2	344.5	809.711	
	4 ⇒ 5	342.68	4	991.93	0.680	0.254	32164.2	344.5	819.389	

	<b>5 ⇒ 6</b>	332.05	<b>5</b>	991.93	0.680	0.254	32164.2	344.5	819.389	
	<b>6 ⇒ 7</b>	354.01	<b>6</b>	991.93	0.691	0.257	32164.2	344.5	829.067	
	<b>6 ⇒ 7</b>	354.01	<b>7</b>	991.93	0.357	0.151	32164.2	344.5	487.117	
<b>RDC</b>	<b>1 ⇒ 2</b>	287.48	<b>1</b>	864.02	0.332	0.357	32164.2	395.5	761.119	<b>5584.998</b>
	<b>2 ⇒ 3</b>	332.05	<b>2</b>	864.02	0.717	0.448	32164.2	395.5	955.130	
	<b>3 ⇒ 4</b>	332.05	<b>3</b>	864.02	0.768	0.458	32164.2	395.5	976.451	
	<b>4 ⇒ 5</b>	342.68	<b>4</b>	864.02	0.780	0.460	32164.2	395.5	980.714	
	<b>5 ⇒ 6</b>	332.05	<b>5</b>	864.02	0.780	0.460	32164.2	395.5	980.714	
	<b>6 ⇒ 7</b>	354.01	<b>6</b>	864.02	0.794	0.463	32164.2	395.5	987.110	
	<b>6 ⇒ 7</b>	354.01	<b>7</b>	864.02	0.409	0.377	32164.2	395.5	803.760	

TAB IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travées	$K_p$ ( $c^3$ )	poteaux	$K_p$ ( $c^3$ )	$\bar{K}$	$\alpha_j$	$E$ ( $M$ )	$h_c$ ( $c^3$ )	$r_j^i$	$R_y^j$
<b>Etages 7, 8, 9</b>	<b>A ⇒ B</b>	304.76	<b>A</b>	441	0.691	0.257	32164.2	283.5	544.276	<b>3193.653</b>
	<b>B ⇒ C</b>	551.72	<b>B</b>	441	1.317	0.397	32164.2	283.5	840.769	
	<b>C ⇒ D</b>	430	<b>C</b>	441	2.226	0.526	32164.2	283.5	1113.967	
	<b>C ⇒ D</b>	430	<b>D</b>	441	0.975	0.328	32164.2	283.5	694.641	
<b>Etages 3, 4, 5, 6</b>	<b>A ⇒ B</b>	307.69	<b>A</b>	745.92	0.412	0.171	32164.2	286	601.880	<b>4089.971</b>
	<b>B ⇒ C</b>	561.40	<b>B</b>	745.92	1.165	0.368	32164.2	286	1295.275	
	<b>C ⇒ D</b>	430.37	<b>C</b>	745.92	1.330	0.399	32164.2	286	1404.388	
	<b>C ⇒ D</b>	430.37	<b>D</b>	745.92	0.577	0.224	32164.2	286	788.428	
<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage</b>	<b>A ⇒ B</b>	310.68	<b>A</b>	1184.47	0.262	0.116	32164.2	288.5	637.154	<b>4641.336</b>
	<b>B ⇒ C</b>	571.43	<b>B</b>	1184.47	0.744	0.271	32164.2	288.5	1488.523	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>C</b>	1184.47	0.858	0.300	32164.2	288.5	1647.812	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>D</b>	1184.47	0.375	0.158	32164.2	288.5	867.847	
<b>Etage de service</b>	<b>A ⇒ B</b>	310.68	<b>A</b>	1006.53	0.308	0.133	32164.2	339.5	448.083	<b>3211.936</b>
	<b>B ⇒ C</b>	571.43	<b>B</b>	1006.53	0.876	0.304	32164.2	339.5	1024.648	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>C</b>	1006.53	1.009	0.335	32164.2	339.5	1129.135	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>D</b>	1006.53	0.441	0.181	32164.2	339.5	610.070	
<b>RDC</b>	<b>A ⇒ B</b>	310.68	<b>A</b>	875.08	0.355	0.151	32164.2	390.5	334.454	<b>2336.748</b>
	<b>B ⇒ C</b>	571.43	<b>B</b>	875.08	1.008	0.335	32164.2	390.5	742.001	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>C</b>	875.08	1.161	0.367	32164.2	390.5	812.878	
	<b>C ⇒ D</b>	444.44	<b>D</b>	875.08	0.508	0.202	32164.2	390.5	447.415	

TAB IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

IV-3) Rigidités des refends (voiles) :

IV-3-1) Calcul des inerties des voiles :

❖ Les voiles longitudinaux (xx) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x$  :  $I_y$  est négligeable devant  $I_x$

❖ Les voiles transversaux (yy) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} ; I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y$  :  $I_x$  est négligeable devant  $I_x$

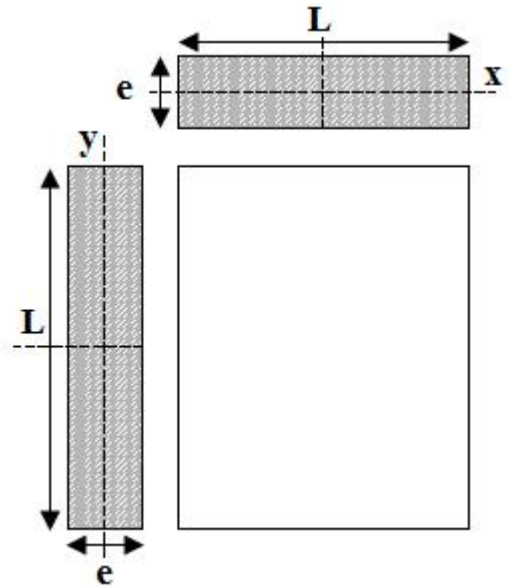


Figure IV-2 : coupe des voiles en plan.

IV-3-2) Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal :  $r_x^j = \frac{1}{h^3} E I_y$
- Dans le sens transversal :  $r_x^j = \frac{1}{h^3} E I_x$

Niveaux	Voiles	e (c)	L (c)	I <sub>y</sub> (c <sup>4</sup> )	E (M)	h <sub>e</sub> (c)	r <sub>x</sub> <sup>j</sup>	R <sub>x</sub> <sup>j</sup> = ∑ r <sub>x</sub> <sup>j</sup>
1 ⇒ 9 <sup>èm</sup>	V <sub>L</sub>	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	623243.75
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	306	49325.163	
	V <sub>L</sub>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
	V <sub>L</sub>	20	180	11431666.67	32164.2	306	153992.395	
	V <sub>L</sub>	20	180	9720000	32164.2	306	130935.070	
	V <sub>L</sub>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	306	49325.163	
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	306	49325.163	
E. s	V <sub>L</sub>	20	120	2880000	32164.2	357	24431.033	392480.027
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	357	31061.910	
	V <sub>L</sub>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
	V <sub>L</sub>	20	190	11431666.67	32164.2	357	96974.802	
	V <sub>L</sub>	20	180	9720000	32164.2	357	82454.738	
	V <sub>L</sub>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	357	31061.910	
	V <sub>L</sub>	20	130	3661666.67	32164.2	357	31061.910	

<b>R</b>	<b>V<sub>L</sub></b>	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	<b>273292.849</b>
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	140	4573333.33	32164.2	408	25990	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.570	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	180	11431666.67	32164.2	408	64965.542	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	180	9720000	32164.2	408	55238.233	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.570	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	140	4573333.33	32164.2	408	25990	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	130	3661666.67	32164.2	408	20809.05	

**TAB IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).**

Niveaux	Voiles	$e$ (c)	$L$ (c)	$I_x$ (c <sup>4</sup> )	$E$ (M)	$h_e$ (c)	$r_y^j$	$R_y^j = \sum r_y^j$
<b>1 ⇒ 9<sup>èm</sup></b>	<b>V<sub>L</sub></b>	20	230	20278333.33	32164.2	306	273163.066	<b>3138675.506</b>
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	306	1281211	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	306	1281211	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	306	75772.610	
<b>E. s</b>	<b>V<sub>L</sub></b>	20	230	20278333.33	32164.2	357	172021.056	<b>197654.008</b>
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	357	806826.752	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	357	806826.752	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	357	47716.862	
<b>R</b>	<b>V<sub>L</sub></b>	20	230	20278333.33	32164.2	408	115240.668	<b>1324128.726</b>
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	408	540510.891	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.569	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.569	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.569	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	385	95111041.67	32164.2	408	540510.891	
	<b>V<sub>L</sub></b>	20	150	5625000	32164.2	408	31966.569	

**TAB IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y)**

## IV-3-3) Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$
7 e 9 <sup>em</sup>	5344.778	3913.653	623243.75	3138675.506	628588.528	3142589.159
3 ⇒ 6 <sup>em</sup>	6335.834	4089.971	623243.75	3138675.506	629579.584	3142765.477
1 e 2 <sup>em</sup>	7037.377	4641.336	623243.75	3138675.506	630281.127	3145412.883
E. D. S	4938.916	3211.936	392480.027	197654.008	397418.943	200865.944
R	5584.998	2336.748	273292.849	1324128.726	278877.847	1326465.474

TAB IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

## IV-4) Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m<sup>4</sup>**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

## IV-4-1) Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum_n$$

$d_n$  : Déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau.

$I$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

## 1. Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

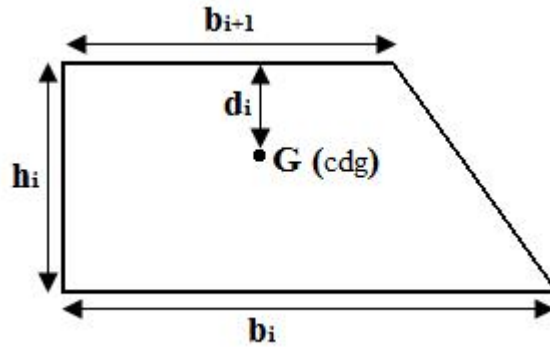
Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{S_i \times d_i}{E}$

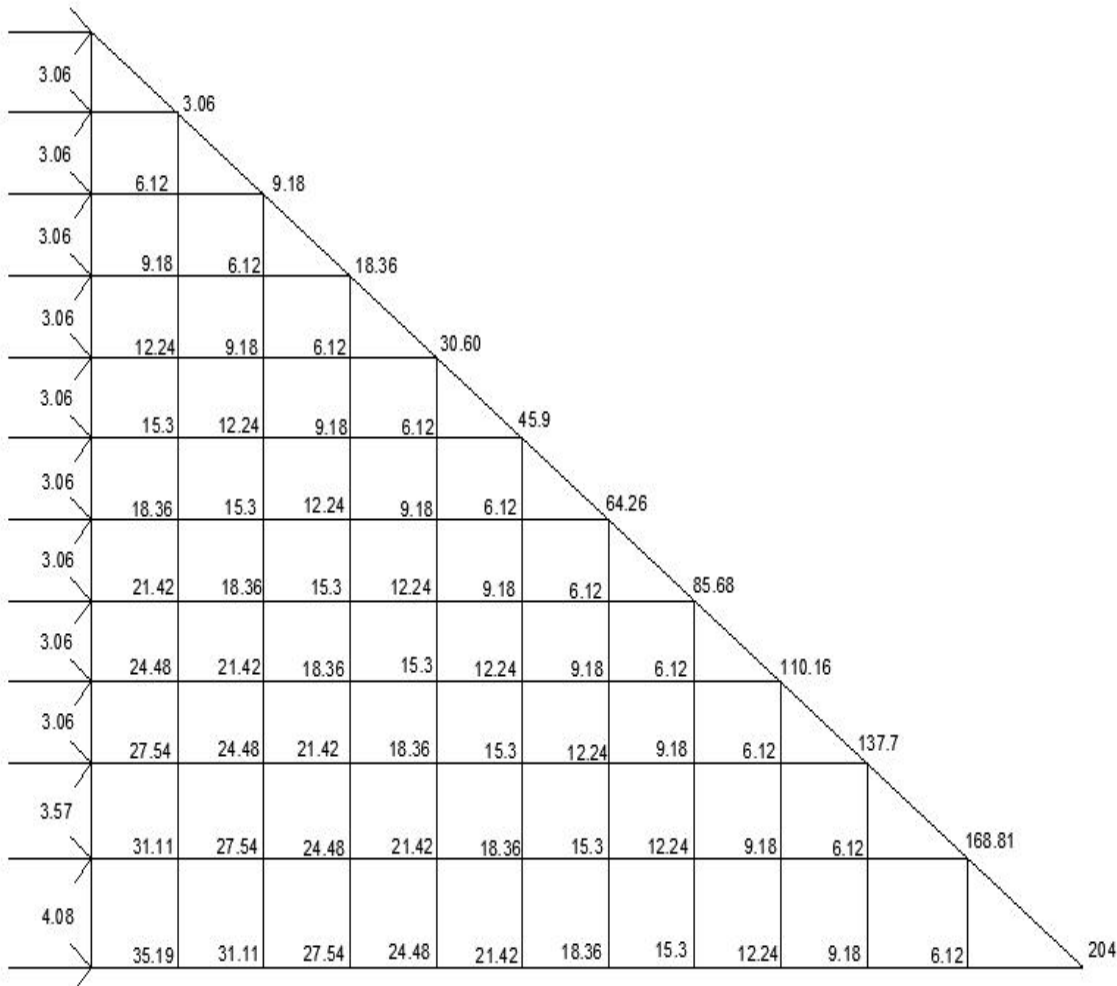
$S_i$  : Surface de trapèze :  $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$



FigureIV-3 : trapèze de calcul



Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	$b_{i+1}$	$b_i$	$h_e$	$d_i$	$S_i$
9	0	3.06	3.06	3.06	4.682
8	3.06	9.18	3.06	2.68	18.73
7	9.18	18.36	3.06	2.55	42.14
6	18.36	30.60	3.06	2.49	74.91
5	30.60	45.9	3.06	2.45	117.05
4	45.9	64.26	3.06	2.42	168.55
3	64.26	85.68	3.06	2.40	229.41
2	85.68	110.16	3.06	2.39	299.64
1	110.16	137.7	3.06	2.38	379.23
E. Service	137.7	168.81	3.57	2.77	547.12
RDC	168.81	204	4.08	3.15	760.53

TAB IV-10 : section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche :

$$f_R = \frac{760.53 \times 3.15}{E} = \frac{2.6}{E}$$

$$f_S = \frac{760.53 \times 7.23 + 547.12 \times 2.77}{E} = \frac{7.1}{E}$$

$$f_1 = \frac{760.53 \times 10.8 + 547.12 \times 6.34 + 379.23 \times 2.38}{E} = \frac{1.0}{E}$$

$$f_2 = \frac{760.53 \times 13.86 + 547.12 \times 9.4 + 379.23 \times 5.44 + 299.64 \times 2.39}{E} = \frac{1.0}{E}$$

$$f_3 = \frac{760.53 \times 16.92 + 547.12 \times 12.46 + 379.23 \times 8.5 + 299.64 \times 5.45 + 299.41 \times 2.40}{E} = \frac{2.3}{E}$$

$$f_4 = \frac{3.1}{E} \quad f_5 = \frac{4.6}{E} \quad f_6 = \frac{4.0}{E}$$

$$f_7 = \frac{5.6}{E} \quad f_8 = \frac{6.9}{E} \quad f_9 = \frac{7.5}{E}$$

## 2. Calcul des déplacements des portiques:

$$E_n = \delta_n \times h_e$$

Avec :

$$\delta_n = \frac{M_n}{12 \times K_p^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{2 \times K_p^n}$

- Pour les poteaux encastrés à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{2 \times K_p^1 + 2 \times K_p^1}$

- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{2 \times K_p^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

niveaux	portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum K p$ (m <sup>3</sup> ) 1 -4	$\sum K p t$ (m <sup>3</sup> ) 1 -4	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (K /m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (K /m)	$E$ (K .m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
9	(A-A)	3.06	3.06	0	30.312	19.209	66.399	117.324	3590.114	14360.456	73297.596	5.104	20.416
	(B-B)	3.06	3.06	0	30.312	19.209	66.399	117.324	3590.114		73297.596	5.104	
	(C-C)	3.06	3.06	0	30.312	19.209	66.399	117.324	3590.114		73297.596	5.104	
	(D-D)	3.06	3.06	0	30.312	19.209	66.399	117.324	3590.114		73297.596	5.104	
8	(A-A)	3.06	6.12	3.06	30.312	19.209	199.125	301.012	9210.967	36840.456	64998.9	1.764	7.056
	(B-B)	3.06	6.12	3.06	30.312	19.209	199.125	301.012	9210.967		64998.9	1.764	
	(C-C)	3.06	6.12	3.06	30.312	19.209	199.125	301.012	9210.967		64998.9	1.764	
	(D-D)	3.06	6.12	3.06	30.312	19.209	199.125	301.012	9210.967		64998.9	1.764	
7	(A-A)	3.06	9.18	6.12	30.312	19.209	331.875	517.875	15846.975	63387.9	56721.649	0.895	3.58
	(B-B)	3.06	9.18	6.12	30.312	19.209	331.875	517.875	15846.975		56721.649	0.895	
	(C-C)	3.06	9.18	6.12	30.312	19.209	331.875	517.875	15846.975		56721.649	0.895	
	(D-D)	3.06	9.18	6.12	30.312	19.209	331.875	517.875	15846.975		56721.649	0.895	
6	(A-A)	3.06	12.24	9.18	51.317	19.501	457.668	593.536	18162.202	72648.808	48516.086	0.668	2.672
	(B-B)	3.06	12.24	9.18	51.317	19.501	457.668	593.536	18162.202		48516.086	0.668	
	(C-C)	3.06	12.24	9.18	51.317	19.501	457.668	593.536	18162.202		48516.086	0.668	
	(D-D)	3.06	12.24	9.18	51.317	19.501	457.668	593.536	18162.202		48516.086	0.668	
5	(A-A)	3.06	15.3	12.24	51.317	19.501	588.431	771.505	23608.053	94432.212	40460.678	0.428	1.712
	(B-B)	3.06	15.3	12.24	51.317	19.501	588.431	771.505	23608.053		40460.678	0.428	
	(C-C)	3.06	15.3	12.24	51.317	19.501	588.431	771.505	23608.053		40460.678	0.428	
	(D-D)	3.06	15.3	12.24	51.317	19.501	588.431	771.505	23608.053		40460.678	0.428	
4	(A-A)	3.06	18.36	15.3	51.317	19.501	719.194	951.959	29129.994	116519.976	32663.197	0.280	1.12
	(B-B)	3.06	18.36	15.3	51.317	19.501	719.194	951.959	29129.994		32663.197	0.280	
	(C-C)	3.06	18.36	15.3	51.317	19.501	719.194	951.959	29129.994		32663.197	0.280	

	(D-D)	3.06	18.36	15.3	51.317	19.501	719.194	951.959	29129.994		32663.197	0.280	
3	(A-A)	3.06	21.42	18.36	51.317	19.501	849.956	1132.413	34651.838	138607.352	25260.36	0.182	0.728
	(B-B)	3.06	21.42	18.36	51.317	19.501	849.956	1132.413	34651.838		25260.36	0.182	
	(C-C)	3.06	21.42	18.36	51.317	19.501	849.956	1132.413	34651.838		25260.36	0.182	
	(D-D)	3.06	21.42	18.36	51.317	19.501	849.956	1132.413	34651.838		25260.36	0.182	
2	(A-A)	3.06	24.48	21.42	69.435	19.803	965.762	1201.659	36770.765	147083.06	18463.025	0.125	0.5
	(B-B)	3.06	24.48	21.42	69.435	19.803	965.762	1201.659	36770.765		18463.025	0.125	
	(C-C)	3.06	24.48	21.42	69.435	19.803	965.762	1201.659	36770.765		18463.025	0.125	
	(D-D)	3.06	24.48	21.42	69.435	19.803	965.762	1201.659	36770.765		18463.025	0.125	
1	(A-A)	3.06	27.54	24.48	69.435	19.803	1094.531	1360.671	41636.533	166546.132	12585.032	0.076	0.304
	(B-B)	3.06	27.54	24.48	69.435	19.803	1094.531	1360.671	41636.533		12585.032	0.076	
	(C-C)	3.06	27.54	24.48	69.435	19.803	1094.531	1360.671	41636.533		12585.032	0.076	
	(D-D)	3.06	27.54	24.48	69.435	19.803	1094.531	1360.671	41636.533		12585.032	0.076	
Etage de Service	(A-A)	3.57	31.11	27.54	60.481	19.803	1234.030	1592.927	56867.494	227469.976	7014.154	0.031	0.124
	(B-B)	3.57	31.11	27.54	60.481	19.803	1234.030	1592.927	56867.494		7014.154	0.031	
	(C-C)	3.57	31.11	27.54	60.481	19.803	1234.030	1592.927	56867.494		7014.154	0.031	
	(D-D)	3.57	31.11	27.54	60.481	19.803	1234.030	1592.927	56867.494		7014.154	0.031	
RDC	(A-A)	4.08	35.19	31.11	60.481	19.803	1111.979	1657.867	67640.974	270563.896	2395.67	0.009	0.036
	(B-B)	4.08	35.19	31.11	60.481	19.803	1111.979	1657.867	67640.974		2395.67	0.009	
	(C-C)	4.08	35.19	31.11	60.481	19.803	1111.979	1657.867	67640.974		2395.67	0.009	
	(D-D)	4.08	35.19	31.11	60.481	19.803	1111.979	1657.867	67640.974		2395.67	0.009	

TAB IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

niveaux	portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum_{1-4} K p$ (m <sup>3</sup> )	$\sum_{1-4} K p t$ (m <sup>3</sup> )	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (K /m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (K /m)	$E$ (K .m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
9	(1-1)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84	42376.88	73297.596	1.73	12.11
	(2-2)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
	(3-3)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
	(4-4)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
	(5-5)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
	(6-6)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
	(7-7)	3.06	3.06	0	17.64	11.965	106.561	197.838	6053.84		73297.596	1.73	
8	(1-1)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452	107579.164	64998.9	0.604	4.228
	(2-2)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
	(3-3)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
	(4-4)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
	(5-5)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
	(6-6)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
	(7-7)	3.06	6.12	3.06	17.64	11.965	319.682	502.237	15368.452		64998.9	0.604	
7	(1-1)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429	184194.003	56721.649	0.308	2.156
	(2-2)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
	(3-3)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
	(4-4)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
	(5-5)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
	(6-6)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
	(7-7)	3.06	9.18	6.12	17.64	11.965	532.804	859.916	26313.429		56721.649	0.308	
6	(1-1)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826	203845.782	48516.086	0.238	1.666
	(2-2)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	
	(3-3)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	

	(4-4)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	
	(5-5)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	
	(6-6)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	
	(7-7)	3.06	12.24	9.18	29.837	12.995	686.803	951.661	29120.826		48516.086	0.238	
5	(1-1)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513	259661.591	40460.678	0.156	1.092
	(2-2)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
	(3-3)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
	(4-4)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
	(5-5)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
	(6-6)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
	(7-7)	3.06	15.3	12.24	29.837	12.995	883.032	1212.239	37094.513		40460.678	0.156	
4	(1-1)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319	320000.233	32663.197	0.102	0.714
	(2-2)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
	(3-3)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
	(4-4)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
	(5-5)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
	(6-6)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
	(7-7)	3.06	18.36	15.3	29.837	12.995	1079.261	1493.932	45714.319		32663.197	0.102	
3	(1-1)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229	379583.603	25260.36	0.067	0.469
	(2-2)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
	(3-3)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
	(4-4)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
	(5-5)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
	(6-6)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
	(7-7)	3.06	21.42	18.36	29.837	12.995	1268.437	1772.099	54226.229		25260.36	0.067	
2	(1-1)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533	382490.731	18463.025	0.048	0.336
	(2-2)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	
	(3-3)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	

	(4-4)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	
	(5-5)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	
	(6-6)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	
	(7-7)	3.06	24.48	21.42	47.379	13.265	1441.764	1785.671	54641.533		18463.025	0.048	
<b>I</b>	(1-1)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584	433171.088	12585.032	0.029	<b>0.203</b>
	(2-2)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
	(3-3)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
	(4-4)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
	(5-5)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
	(6-6)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
	(7-7)	3.06	27.54	24.48	47.379	13.265	1634	2022.274	61881.584		12585.032	0.029	
<b>Etage de Service</b>	(1-1)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73	510235.11	7014.154	0.014	<b>0.098</b>
	(2-2)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
	(3-3)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
	(4-4)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
	(5-5)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
	(6-6)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
	(7-7)	3.57	31.11	27.54	40.261	13.265	1842.254	2382.050	72890.73		7014.154	0.014	
<b>RDC</b>	(1-1)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133	559594.931	2395.67	0.005	<b>0.035</b>
	(2-2)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	
	(3-3)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	
	(4-4)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	
	(5-5)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	
	(6-6)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	
	(7-7)	4.08	35.19	31.11	35.003	13.265	1707.152	2612.488	79942.133		2395.67	0.005	

TAB IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

<i>Niv</i> <i>Sens</i>	<i>RDC</i>	<i>ES</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>Inertie Moyenne</i>
<b>X-X</b>	0.036	0.124	0.304	0.5	0.728	1.12	1.712	2.672	3.58	7.056	20.416	<b>3.177</b>
<b>Y-Y</b>	0.035	0.098	0.203	0.336	0.469	0.714	1.092	1.666	2.156	4.228	12.11	<b>2.1</b>

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

*Sens X-X Sens Y-Y*

	<i>Inerties (m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<b>Portiques</b>	<b>3.177</b>	<b>64.48%</b>
<b>Voiles</b>	<b>1.75</b>	<b>35.52 %</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>4.927</b>	<b>100 %</b>

	<i>Inerties (m<sup>4</sup>)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<b>Portiques</b>	<b>2.1</b>	<b>47.40 %</b>
<b>Voiles</b>	<b>2.33</b>	<b>52.6 %</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>4.43</b>	<b>100 %</b>

**TAB IV-13** : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

## Remarque :

En comparant les résultats, on voit que les inerties des portiques sont supérieures aux inerties des voiles suivant le sens longitudinal, par contre les inerties de ces dernières sont légèrement inférieures à celles des voiles suivant le sens transversal.

Et d'après le RPA, quand l'inertie des voiles ne dépasse pas 80 % de celle des portiques, on dira que la structure est mixte c'est-à-dire qu'elle est contreventée par voiles et portiques.

## Conclusion :

Notre structure est contreventée par voiles et portiques (système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction)

**V.1) Description du logiciel :**

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

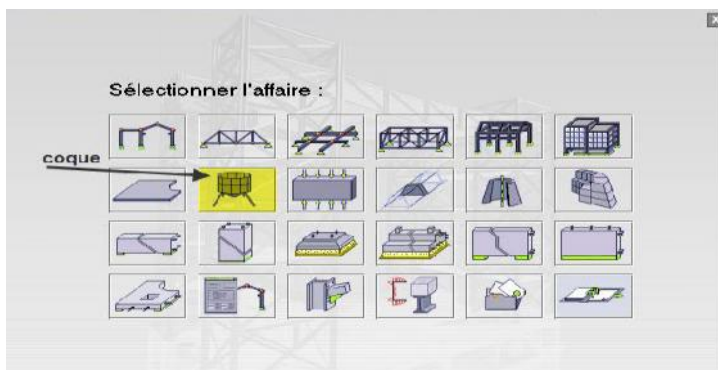
La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel que AUTOCAD.



**Figure V.1) :** Page d'accueil du logiciel ROBOT

**V-2) Etapes de calcul à suivre dans Robot :****1) Choix du type de structure :**

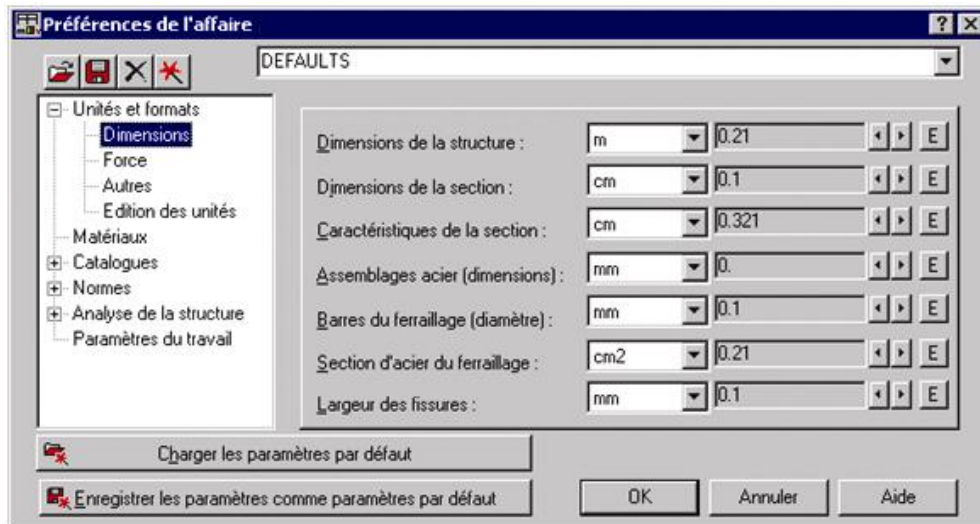
Pour notre cas on choisit étude d'une Coque comme montré sur la figure IV.2.



**Figure V.2) :** Choix de la structure à étudier.

## 2) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



**Figure V.3) :** Préférences de l'affaire

### -Unités et formats :

**Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.

**Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (MN/m<sup>2</sup>).

**Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (t).

**Édition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

-**Matériaux** : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR\_RESIN C18).

### -Catalogue :

**Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône

**Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône

-**Normes de conceptions** : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).

**Charges** : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).


-**Analyse de la structure** : Cocher (liaisons rigides).

**Analyse modale** : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

-**Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

### 3) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

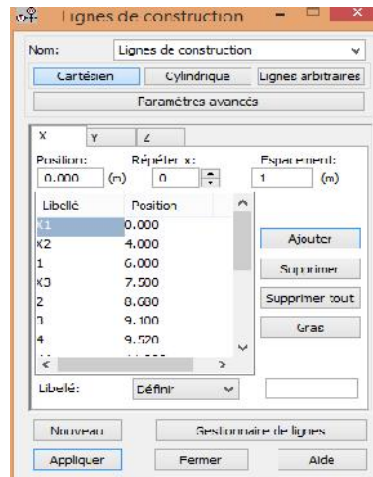



Figure V.4): Lignes de construction.

### 4) Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

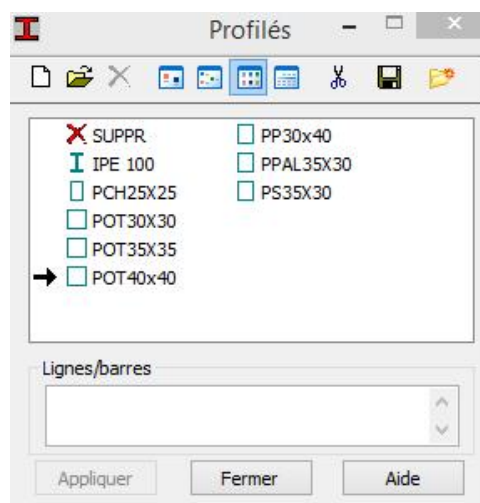

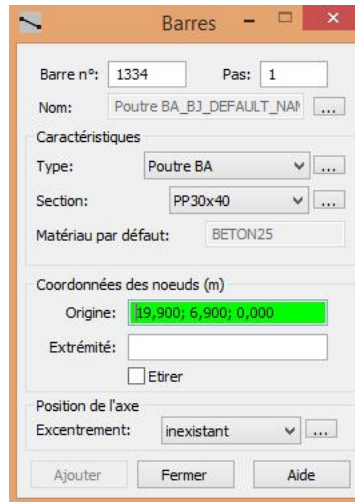


Figure V.5) : Choix des profilés des barres

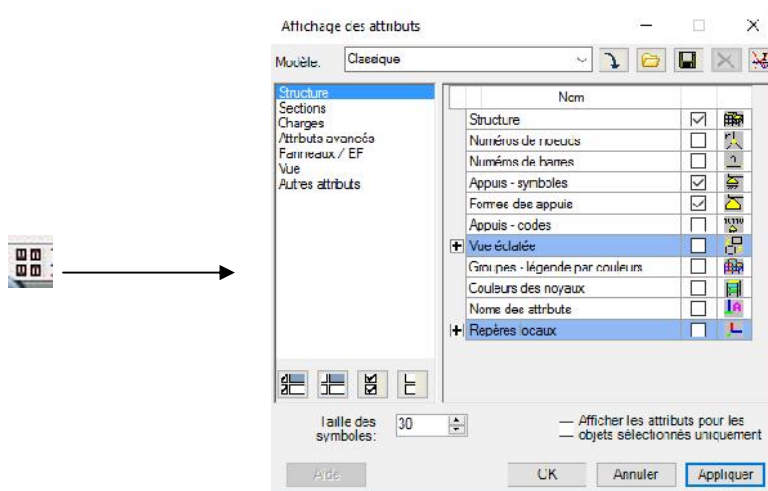
### 5) Création du modèle de la structure :

Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.



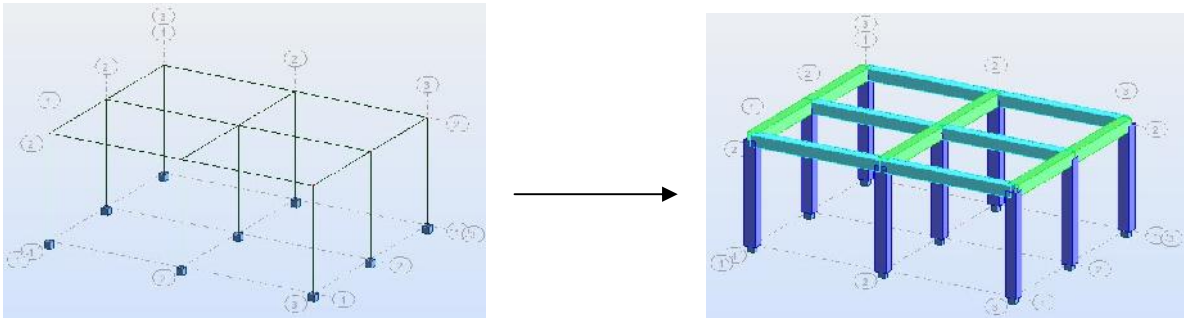
**Figure V.6) :** Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.




**Figure V.7) :** Boite de dialogue « Affichage des attributs »

## V-2) Exemple :



## A. Définition des éléments panneaux :

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Épaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de

Dialogue apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

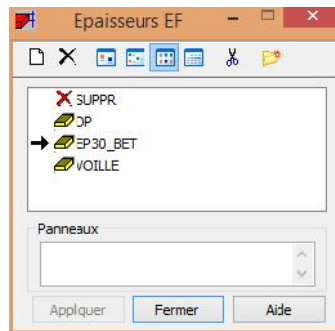



Figure V.8) : définition des éléments panneaux

## B. Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « **Définir nouvelle épaisseur** ». On choisit l'onglet « **Uniforme** » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

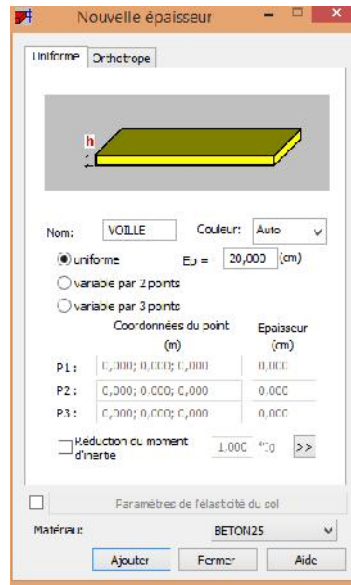



Figure V.9) : Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour »  et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

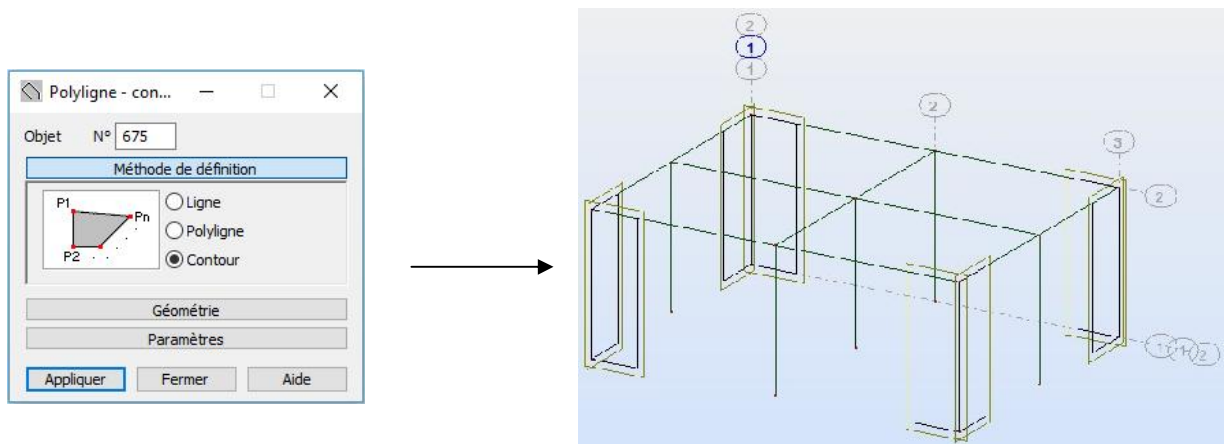



Figure V.10) : Définition des contours des voiles.

Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

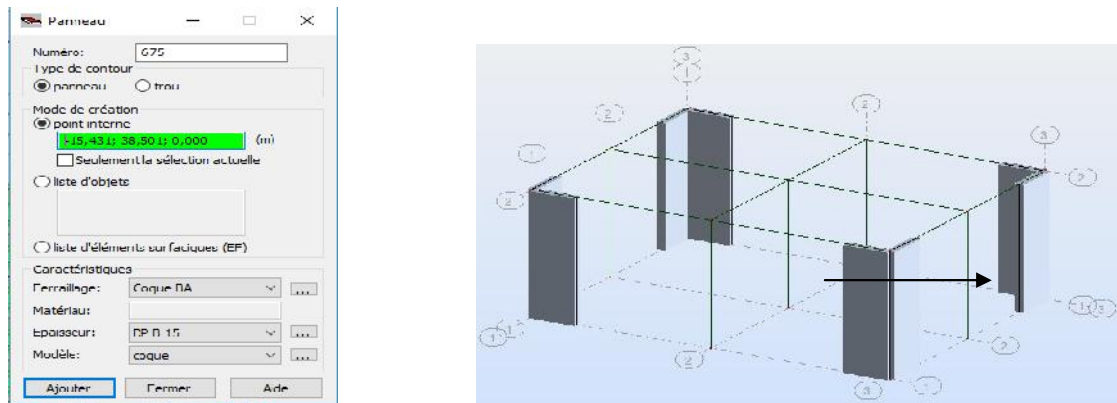


Figure V.10) : Définition des panneaux.


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure V.11) : Choix de la présentation.

**C. Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :**

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l’onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l’onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

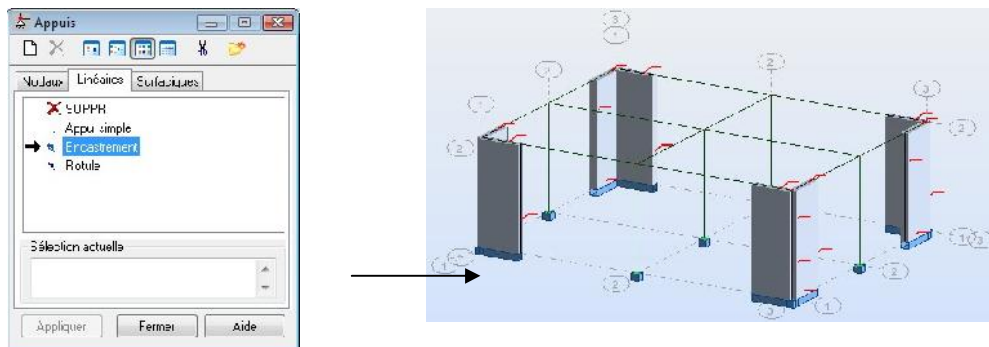



Figure V.12) : Définition des appuis

#### D. le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » puis « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône  .

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

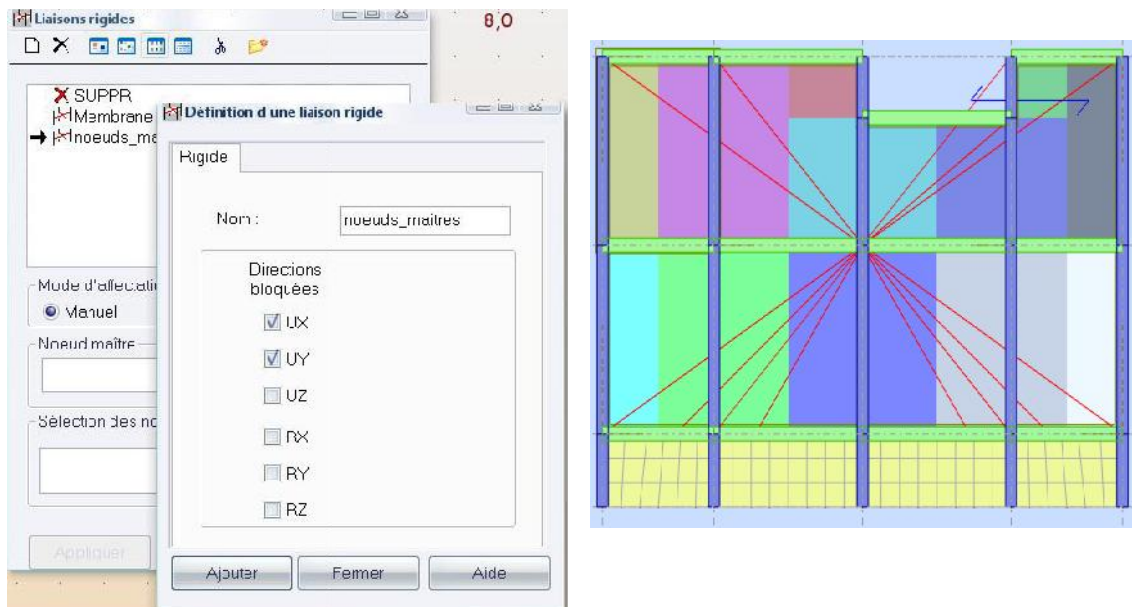


Figure IV .13) : liaison rigide

#### E. Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « Chargement », « Cas de charge » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « Nouveau ».

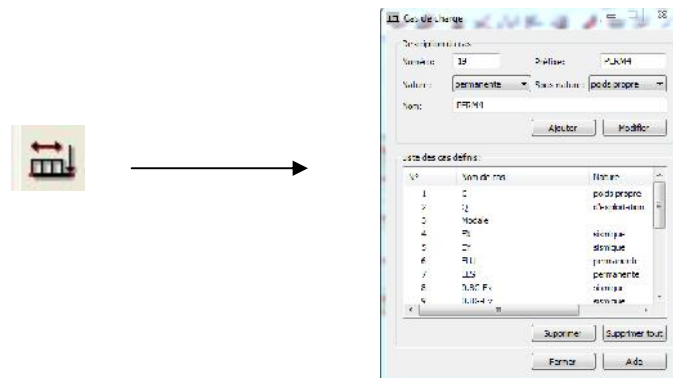


Figure V.14) : Définition des charges.

### F. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation).

Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage** ». Dans la boîte de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges (X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

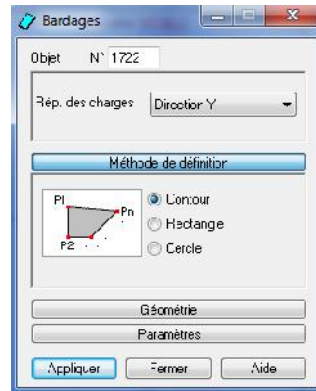


Figure V.15) : Choix des bardages.

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

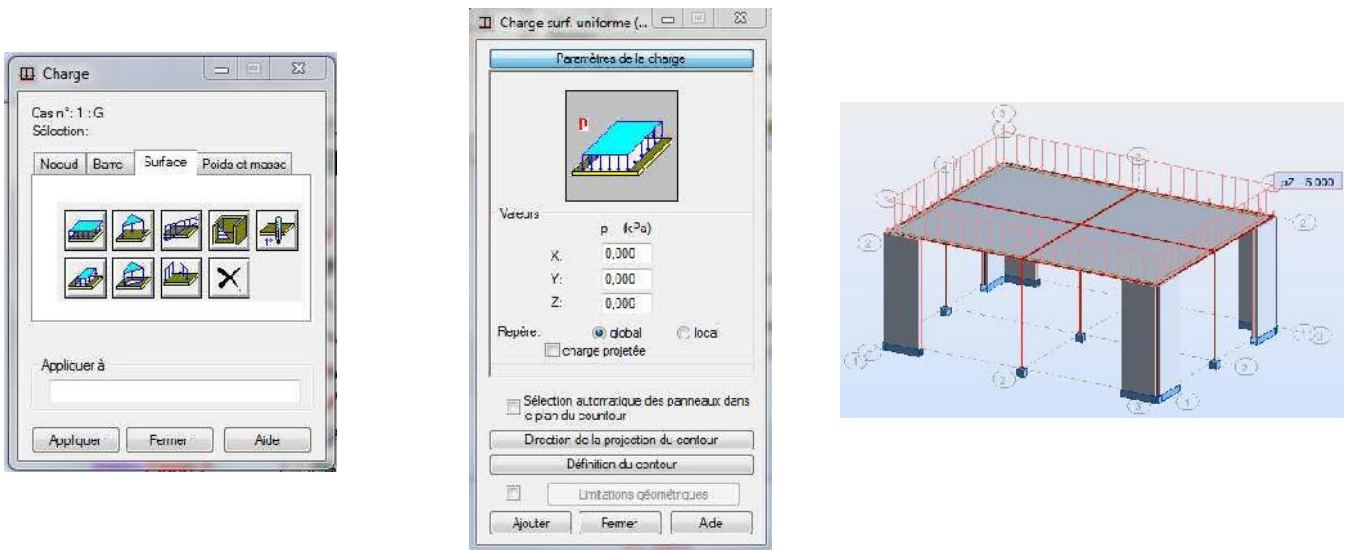


Figure V.16) : Application des charges surfaciques.

**G. Définition des options de calculs :** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien 99 version 2003) pour l'analyse sismique.

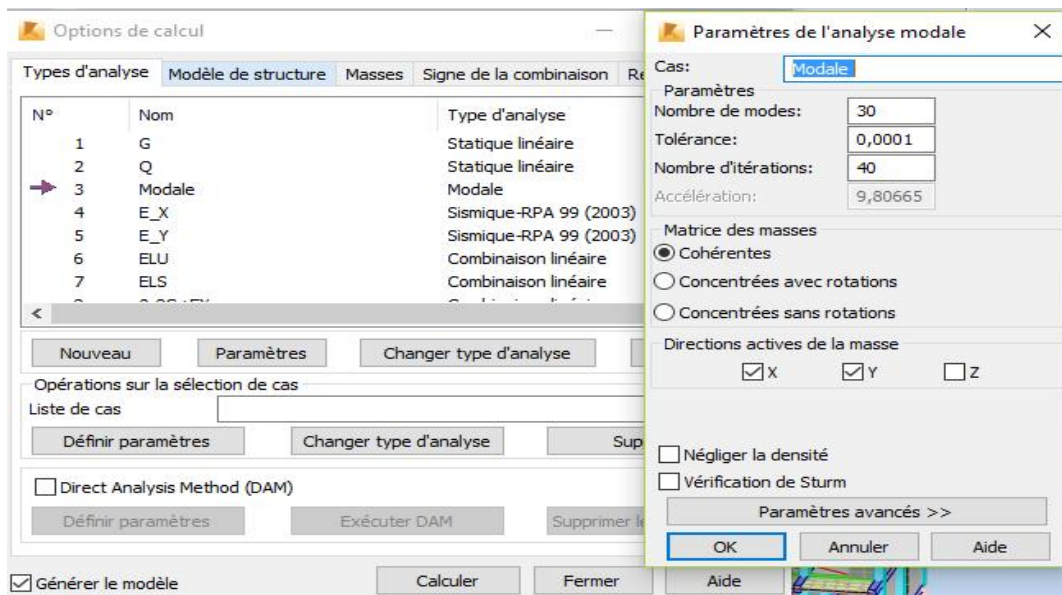


Figure V.17) : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

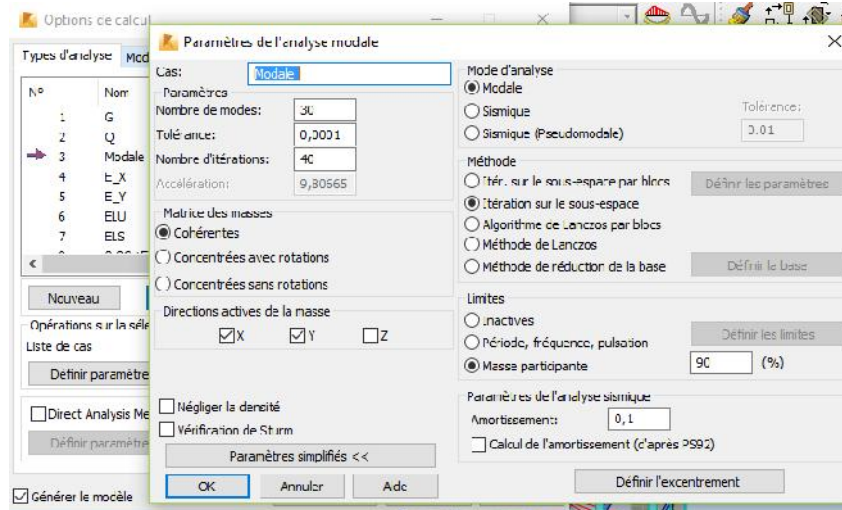


Figure V.18) : Paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

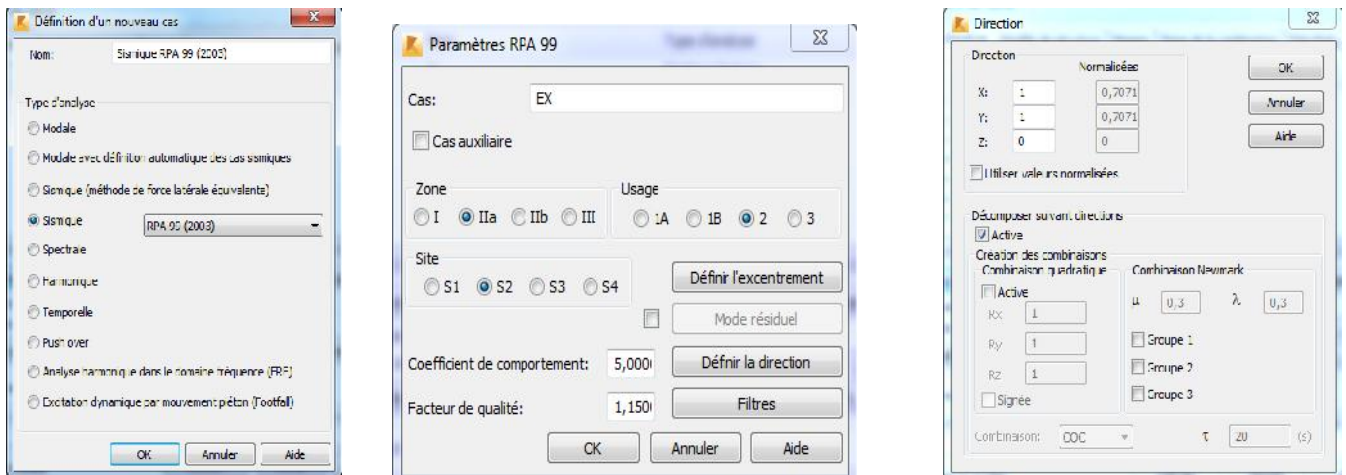



Figure V.19) : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

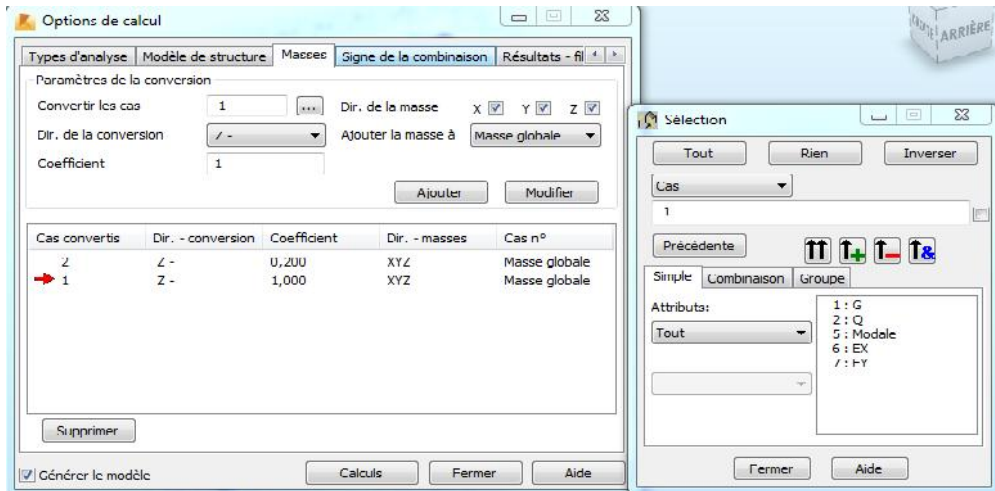


Figure V.20) : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

**H. Les combinaisons d'actions :**

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

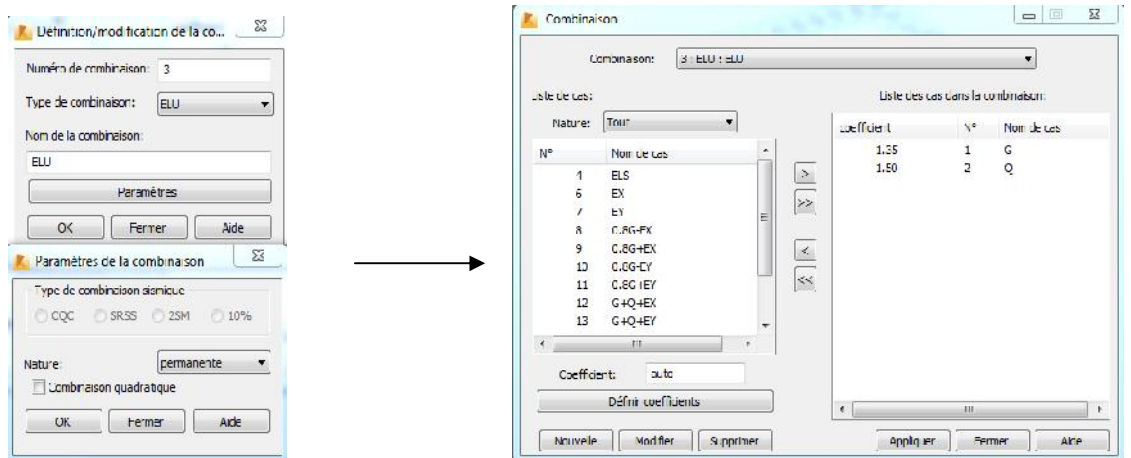


Figure V.21) : définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

### I. Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

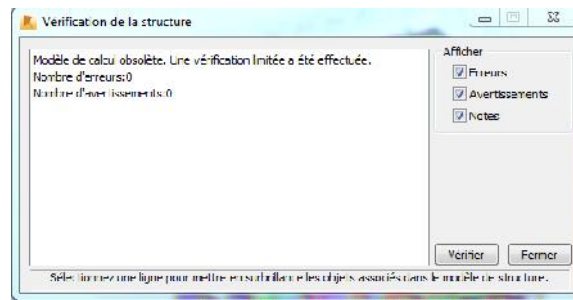


Figure V.22) : Vérification de la structure

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

### J. Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus dans le prochain chapitre.

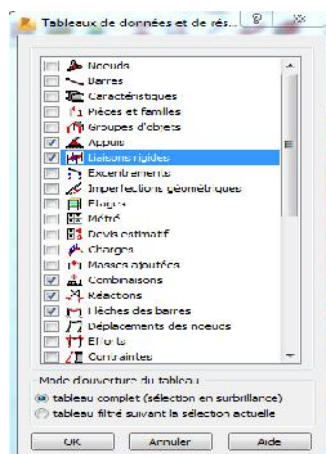


Figure V.23) : Tableaux de données

**Conclusion :**

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

### VI-1) Les différentes vérifications du RPA :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable. On doit vérifier les conditions nécessaires suivantes :

#### VI-1-1) Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,042	0,959	73,699	0,061	0,0	73,699	0,061	0,0
3/ 2	1,090	0,917	73,764	70,046	0,0	0,065	69,985	0,0
3/ 3	1,419	0,705	73,809	70,052	0,0	0,045	0,006	0,0
3/ 4	3,589	0,279	87,806	70,052	0,0	13,996	0,000	0,0
3/ 5	4,217	0,237	87,806	86,570	0,0	0,001	16,518	0,0
3/ 6	5,652	0,177	87,912	86,596	0,0	0,106	0,026	0,0
3/ 7	7,481	0,134	92,817	86,596	0,0	4,904	0,000	0,0
3/ 8	9,603	0,104	92,817	92,424	0,0	0,000	5,829	0,0
3/ 9	12,222	0,082	94,925	92,427	0,0	2,108	0,002	0,0
3/ 10	13,072	0,076	95,066	92,440	0,0	0,141	0,013	0,0
3/ 11	16,354	0,061	95,067	95,059	0,0	0,000	2,619	0,0
3/ 12	17,097	0,058	95,987	95,060	0,0	0,921	0,001	0,0

**Tableau VI-1 : Pourcentage de participation de la masse modale**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au huitième mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

#### VI-1-2) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.
- Q : Facteur de qualité.
- W : Poids totale de la structure en (KN).

#### A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas  $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone II}_a \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$

**B) Coefficient de comportement de la structure (R) :**

Le coefficient (**R**) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5**.

**C) Facteur de qualité Q :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q .$$

Où  $P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

**Sens longitudinal X-X :**

Tableau donnant les valeurs des pénalités «  $P_q$  »

Critère « $P_q$ »	Observation	$P_q$
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	Oui	0.00
2- Redondance en plan.	Non	0.05
3- Régularité en élévation.	Non	0.05
4- régularité en plan.	Non	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	0.00

**Tableau VI-2 : Valeurs des pénalités  $P_q$** 

D'où :  $Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$

**Sens transversal Y-Y :**

Tableau donnant les valeurs des pénalités «  $P_q$  »

Critère « $P_q$ »	Observation	$P_q$
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	Oui	0.00
2- Redondance en plan.	Non	0.05
3- Régularité en élévation.	Non	0.05
4- régularité en plan.	Non	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	0.00

**Tableau VI-3 : Valeurs des pénalités  $P_q$** 

D'où :  $Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$

**D) Poids total de la structure :**

$$W_t = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \longrightarrow W_t = 14798.50 + (0.2 \times 4294.82) = 15657.47 \text{ KN}$$

$$W_{\text{ROBOT}} = 15657.47 \text{ KN}$$

**E) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$\begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/Version2003)  $T_2 = 0,40\text{s}$  (site meuble).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$ .

Où  $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages. Pour notre cas : (structure mixte avec interaction), on fait la moyenne des valeurs données par le RPA pour les portiques et les voiles :

$$\zeta = 10\%$$

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} = 0.76 \geq 0.7$$

On aura ainsi :

$$T(\text{Mode1})_{\text{robot}} = 0.959[\text{s}].$$

$$T(\text{Mode2})_{\text{robot}} = 0.917[\text{s}].$$

$$\text{sens xx : } T_2 = 0.4\text{s} < T_{\text{robot}} = 0.959\text{s} < 3\text{s} \longrightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\text{sens yy : } T_2 = 0.4\text{s} < T_{\text{robot}} = 0.917\text{s} < 3\text{s} \longrightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.959}\right)^{2/3} = 1.06$$

$$D_y = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.917}\right)^{2/3} = 1.09$$

**Application numérique**

On aura ainsi la force sismique à la base :

➤ **Sens**

**longitudinal :**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.06 \times 1.15}{5} \times 15657.47 = 572.59 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal :**

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.09 \times 1.15}{5} \times 15657.47 = 588.79 \text{ KN}$$

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1131,37	380,57	10776,12	83,12	824,52	5,91
Somme réactions	1119,00	9,95	0,00	242,10	25667,49	7292,73
Somme efforts	1119,01	9,95	0,0	242,10	25667,95	7292,74
Vérification	2238,01	19,89	0,00	484,21	51335,44	14585,46
Précision	2,28674e-001	1,01064e-001				
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	186,78	1160,26	11636,66	576,37	44,32	3,18
Somme réactions	9,94	1131,69	0,00	25769,94	235,65	11894,38
Somme efforts	9,94	1131,68	0,0	25770,37	235,66	11894,27
Vérification	19,89	2263,37	0,00	51540,31	471,31	23788,65
Précision	2,28674e-001	1,01064e-001				

**Tableau VI-4 :** Valeurs de l'effort tranchant a la base

$V_{x \text{ dyn}} = 1119.00 > 80\% V_x = 458.07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$V_{y \text{ dyn}} = 1131.69 > 80\% V_y = 471.03 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales n'est pas inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**VI-1-3) Vérification de la période :**

Le logiciel robot nous a donné les périodes et les modes de vibration de la structure :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]
MAX	29,554	0,959
Cas	3	3
Mode	33	1
MIN	1,042	0,034
Cas	3	3
Mode	1	33

**Tableau VI-5 :** Valeur de la période

La période Max est de (0.959s) pour le 1<sup>ère</sup> mode de vibration et la période Min est de (0.034s) pour le 33<sup>ème</sup> mode de vibration.

La période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6);est comme suit:

$$T_c = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 37.69\text{m}$

$C_T$ : coefficient donné en fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé  
 $C_T = 0.05$

D'ou :  $T_c = 0.05 \times 37.69^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.760 \text{ s}$

On doit vérifier :

$$T_{\text{structure}} = 0.959 < T = 1.3 \times 0.760 = 0.988\text{s} \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{T_{S1}}{T_c} < 1.3 \longrightarrow \frac{0.9}{0.9} = 0.970 < 1.3 \longrightarrow \text{CV}$$

#### VI-1-4) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ . (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

XCM – XCR 5% Ly.

YCM – YCR 5% Lx.

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1/ 1	RDC	10,627 7,341 3,	9,977 6,754 2,6	0,650	0,587	1,060	0,670
1/ 2	Etage 1	10,540 6,137 7,	9,977 6,560 6,4	0,563	0,423	1,060	0,725
1/ 3	Etage 2	10,535 6,113 10	9,977 6,560 9,7	0,558	0,447	1,060	0,725
1/ 4	Etage 3	10,535 6,113 13	9,977 6,560 12,	0,558	0,447	1,060	0,725
1/ 5	Etage 4	10,524 6,094 16	9,970 6,555 15,	0,554	0,461	1,060	0,725
1/ 6	Etage 5	10,524 6,094 19	9,970 6,555 18,	0,554	0,461	1,060	0,725
1/ 7	Etage 6	10,524 6,094 22	9,970 6,555 22,	0,554	0,461	1,060	0,725
1/ 8	Etage 7	10,524 6,094 25	9,970 6,555 25,	0,554	0,461	1,060	0,725
1/ 9	Etage 8	10,515 6,076 28	9,966 6,551 28,	0,549	0,475	1,060	0,725
1/ 10	Etage 9	10,368 6,194 31	9,966 6,551 31,	0,403	0,357	1,060	0,725
1/ 11	Etage 10	10,414 8,570 34	10,631 7,598 34	0,217	0,972	1,060	0,497
1/ 12	Etage 11	10,854 5,987 37	10,950 5,423 36	0,096	0,564	0,140	0,075

Tableau VI-6 : Vérification de l'excentricité par logiciel

**Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que:

**/XCM – XCR/ 5% LY.**

Story	XCM	XCR	/XCM- XCR/=(ex0)	5%Lx	condition
RDC	10.627	9.977	0.650	1.060	vérifiée
Etage 1	10.540	9.977	0.563	1.060	vérifiée
Etage 2	10.535	9.977	0.558	1.060	vérifiée
Etage 3	10.535	9.977	0.558	1.060	vérifiée
Etage 4	10.524	9.970	0.554	1.060	vérifiée
Etage 5	10.524	9.970	0.554	1.060	vérifiée
Etage 6	10.524	9.970	0.554	1.060	vérifiée
Etage 7	10.524	9.970	0.554	1.060	vérifiée
Etage 8	10.515	9.966	0.549	1.060	vérifiée
Etage 9	10.368	9.966	0.403	1.060	vérifiée
Etage 10	10.414	10.631	0.217	1.060	vérifiée
Etage 11	10.854	10.950	0.096	0.140	vérifiée

**Tableau VI-7** : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

**Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

**/YCM – YCR/ 5% LX.**

Story	YCM	YCR	/YCM- YCR/	5%Ly	condition
RDC	7.341	6.754	0.587	0.670	vérifiée
Etage 1	6.137	6.560	0.423	0.725	vérifiée
Etage 2	6.113	6.560	0.447	0.725	vérifiée
Etage 3	6.113	6.560	0.447	0.725	vérifiée
Etage 4	6.094	6.555	0.461	0.725	vérifiée
Etage 5	6.094	6.555	0.461	0.725	vérifiée
Etage 6	6.094	6.555	0.461	0.725	vérifiée
Etage 7	6.094	6.555	0.461	0.725	vérifiée
Etage 8	6.076	6.551	0.475	0.725	vérifiée
Etage 9	6.194	6.551	0.357	0.725	vérifiée
Etage 10	8.570	7.598	0.372	0.497	vérifiée
Etage 11	5.987	5.423	0.064	0.075	vérifiée

**Tableau VI-8** : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

### VI-2) Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

#### Résultats → étages → Efforts réduits EX

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	1119,01	310,20	808,81
4/ 2	1090,40	348,49	741,92
4/ 3	1038,21	454,19	584,02
4/ 4	974,95	501,16	473,79
4/ 5	902,25	441,33	460,92
4/ 6	822,03	453,69	368,34
4/ 7	734,31	430,45	303,85
4/ 8	634,53	413,57	220,96
4/ 9	518,53	306,72	211,81
4/ 10	381,29	295,20	86,10
4/ 11	207,08	215,18	-8,10
4/ 12	22,53	5,95	16,58

Tableau VI-9 : efforts revenants à chaque élément.

#### Résultats → étages → Efforts réduits EY

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	1131,68	339,61	792,07
5/ 2	1100,69	281,25	819,43
5/ 3	1041,95	378,30	663,65
5/ 4	980,97	438,13	542,84
5/ 5	910,01	389,37	520,64
5/ 6	833,32	405,71	427,61
5/ 7	747,41	398,29	349,12
5/ 8	649,82	401,27	248,54
5/ 9	539,10	294,51	244,58
5/ 10	407,00	295,40	111,60
5/ 11	233,75	254,20	-20,45
5/ 12	27,44	1,41	26,03

Tableau VI-10 : efforts revenants à chaque élément

- Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	8445.12	100	4269.00	50.54	4176.13	49.45
<u>sens EY</u>	8603.14	100	4725.66	54.92	3877.45	45.08

Tableau VI-11 : Récapitulatif du résultat.

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles avec interactions dont le coefficient de comportement est de **R=5**.

**R = 5 (structure mixte avec interaction).**

### VI-3) Les déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :  $k = k - k-1$

- Suivant EX :

Etages	UX (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
Etage 11	7.945	0.475	2.50	2.50	vérifiée
Etage 10	7.470	0.555	3.06	3.06	vérifiée
Etage 9	6.915	0.603	3.06	3.06	vérifiée
Etage 8	6.312	0.659	3.06	3.06	vérifiée
Etage 7	5.653	0.705	3.06	3.06	vérifiée
Etage 6	4.948	0.752	3.06	3.06	vérifiée
Etage 5	4.196	0.787	3.06	3.06	vérifiée
Etage 4	3.409	0.799	3.06	3.06	vérifiée
Etage 3	2.610	0.772	3.06	3.06	vérifiée
Etage 2	1.838	0.720	3.06	3.06	vérifiée
Etage 1	1.118	0.707	3.57	3.57	vérifiée
RDC	0.411	0.411	4.08	4.08	vérifiée

**Tableau VI-12** : déplacements relatifs selon x

- Suivant EY :

Etages	UY (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
Etage 11	7.836	0.566	2.50	2.50	vérifiée
Etage 10	7.270	0.692	3.06	3.06	vérifiée
Etage 9	6.578	0.715	3.06	3.06	vérifiée
Etage 8	5.863	0.742	3.06	3.06	vérifiée
Etage 7	5.121	0.757	3.06	3.06	vérifiée
Etage 6	4.364	0.768	3.06	3.06	vérifiée
Etage 5	3.596	0.763	3.06	3.06	vérifiée
Etage 4	2.833	0.735	3.06	3.06	vérifiée
Etage 3	2.098	0.676	3.06	3.06	vérifiée
Etage 2	1.422	0.594	3.06	3.06	vérifiée
Etage 1	0.828	0.538	3.57	3.57	vérifiée
RDC	0.290	0.290	4.08	4.08	vérifiée

**Tableau VI-13** : déplacements relatifs selon y

#### VI-4) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- **Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

**Le grand effet P- $\Delta$**  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

**Le petit effet P- $\delta$**  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si  $k < 0.1$  : effet P-Delta peut être négligé.

Si  $0.1 < k < 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculée par un facteur égale  $1/(1 - k)$ .

Si  $k > 0.2$  : Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\delta_k = \frac{P_k \times \delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

$P_k$ : poids de l'étage «k»

$V_k$ : effort tranchant d'étage «k»

$\delta_k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

$H_k$ : hauteur d'étage «k».

			Sens xx			Sens yy		
Etages	$P_k$	$H_k$ (cm)	$\Delta_K(x)$ (cm)	$V_k(x)$	$\theta_x$	$\Delta_K(y)$	$V_k(y)$	$\theta_y$
Etage 11	80.84	250	0.475	22.53	0.006	0.566	27.44	0.006
Etage 10	1315.29	306	0.555	207.06	0.011	0.692	233.75	0.012
Etage 9	2819.13	306	0.603	381.29	0.014	0.715	407.00	0.016
Etage 8	4287.11	306	0.659	518.53	0.017	0.742	539.10	0.019
Etage 7	5755.09	306	0.705	634.53	0.021	0.757	649.82	0.021
Etage 6	7223.08	306	0.752	734.31	0.024	0.768	747.41	0.024
Etage 5	8691.06	306	0.787	822.03	0.027	0.763	833.32	0.026
Etage 4	10159.04	306	0.799	902.25	0.029	0.735	910.01	0.026
Etage 3	11627.02	306	0.772	974.95	0.030	0.676	980.97	0.026
Etage 2	13095.00	306	0.720	1038.21	0.029	0.594	1041.95	0.024
Etage 1	14613.20	357	0.707	1090.40	0.026	0.538	1100.69	0.020
RDC	15657.47	408	0.411	1119.01	0.014	0.290	1131.68	0.009

**Tableau VI-14** : calcul de l'effet P-Delta

**Remarque** : On remarque que les valeurs de  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieure à 0.1 pour tous les niveaux.

**Conclusion** :

L'effet P-Delta peut être négligé.

**VI-5) vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

**Poteau 45x45** :  $N_d = 984.23 \text{ KN}$

$$V = \frac{984,23 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.19 < 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poteau 40x40** :  $N_d = 601.48 \text{ KN}$

$$V = \frac{601,48 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.15 < 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poteau 35x35** :  $N_d = 240.65 \text{ KN}$

$$V = \frac{240,65 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.078 < 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après avoir effectués et vérifiés toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

**II-1) Ferrailage des poteaux****VII.1.1) Introduction**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- )  $1.35G + 1.5Q \longrightarrow$  ELU
- )  $G + Q \longrightarrow$  ELS
- )  $0.8G \pm E \longrightarrow$  RPA 2003
- )  $G + Q \pm E \longrightarrow$  RPA 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ) Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ) Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ) Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**VII-1-2) Recommandation du RPA 2003****a) Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} \times 0.008 \mid 45 \mid 45 \times 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} \times 0.008 \mid 40 \mid 40 \times 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} \times 0.008 \mid 35 \mid 35 \times 9.8 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} \times 0.04 \mid 45 \mid 45 \times 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} \times 0.04 \mid 40 \mid 40 \times 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} \times 0.04 \mid 35 \mid 35 \times 49 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} \times 0.06 \mid 45 \mid 45 \times 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} \times 0.06 \mid 40 \mid 40 \times 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} \times 0.06 \mid 35 \mid 35 \times 73.5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de  $\theta 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R \times 40\theta$  (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25\text{cm}$  (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

### b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{\partial_a V_u}{h f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\partial_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$$\partial_a \times \begin{cases} 2.5 & | & \leq_g & | & 5 \\ 3.75 & | & \leq_g & | & \Phi 5 \end{cases}$$

$\leq_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\leq_g \times \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \leq_g \times \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$S_t \text{ TM} \min f \theta \theta_{\min} ; 15 \text{ cm} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t | \min 15 \theta_{\min} \quad \text{en zone courante}$$

$\theta$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\leq_g | 5 | A_{\min} \times 0.3 \%$$

$$\} \text{ TM} 3 | A_{\min} \times 0.8 \%$$

$3 \Phi \leq_g \Phi 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants  $f \theta$  cheminées  $\Psi 12 \text{ cm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10 \theta_{\min}$ .

**VII-1-3) Calcul du ferraillage:**

**1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumise; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e \times \frac{M}{N} \Psi \frac{h}{2} Z_c$$

- la condition suivante doit être vérifiée :

$$f_0,337h Z_0,81c'A | b | h^2 | f_{bc} | N f d Z_c' A Z M_f | \quad \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec :

$$g X e \Gamma \frac{h}{2} Z_c' \dots \text{Si « N » étant un effort de compression}$$

$$g X e Z \frac{h}{2} Z_c' \dots \text{Si « N » étant un effort de traction.}$$

**) Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f X M \Gamma N | \frac{h}{2} Z_c' X N | g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f X \frac{M_f}{b | d^2 | f_{bc}}$$

Si :  $\mu_f < 0,392$  Section simplement armée (  $A' = 0$  )

- **Armatures fictives :**

$$A_f X \frac{M_f}{s | d | \tau_{st}}$$

- **Armatures réelles :**

$$A X A_f \left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{\tau_{st}} \quad (+) \text{ si N : Effort de traction} \\ \frac{N}{\tau_{st}} \quad (-) \text{ si N : Effort de compression} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > 0,392$  Section doublement armée (  $A' \neq 0$  )

-**Armatures en flexion simple :**

$$A'_f X \frac{M_f}{f d Z_c' A'_{st}}$$

$$A'_f X \frac{M_r}{s_r | d | \tau_{st}} \Gamma A'_f \frac{\tau_{st}}{\tau_{st}}$$

**-Armatures en flexion composée :**

$$A'XA'_f$$

$$AXA_f \left\} \frac{N}{\uparrow_{st}}$$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$e \times \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} Z_c$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$f_0,337h \leq \frac{N}{f_{bc} b h^2} \leq \frac{M_f}{f_{bc} b h^2} \quad \text{Pour une section rectangulaire}$$

) **1<sup>er</sup> cas :**

$$N \leq f_{bc} b h^2 \quad \text{Section doublement armée (S.D.A).}$$

$$A_1 \leq \frac{M_f f_{bc} b h}{f_{bc} b h^2} \quad \text{(Comprimée)}$$

$$A_s \leq \frac{N Z_c}{f_{bc} b h} \quad \text{(Tendue)}$$

Avec :

N<sub>c</sub> : Effort normal de compression.

A<sub>1</sub> : Armatures comprimées.

A<sub>s</sub> : Armatures tendues

) **2<sup>eme</sup> cas :**

$$N \leq f_{bc} b h^2$$

$$A_1 \leq \frac{N Z_c}{f_{bc} b h} \quad A_s=0$$

$$\text{Avec : } \xi \leq \frac{0,3571 \Gamma \frac{N f_{bc} b h}{f_{bc} b h^2}}{0,8571 Z_c \frac{c}{h}}$$

**3) Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_1 \leq \frac{N a}{f_{bc} b h} \quad \text{Avec : } a \leq \frac{h}{2} Z_c$$

$$A_2 \leq \frac{N}{f_{bc} b h} Z_c$$

**4) Compression pure (Centrée) :**

$$e \times \frac{M}{N} \times 0 \text{ (Excentricité nulle)}$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

**) Longueur de flambement :**

$l_f$  : Dépend de la nature des appuis.

$$l_f = 0,7 l_0 \text{ (encastrement)}$$

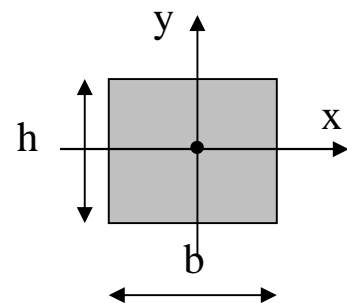
$l_0$  : Longueur libre.

**) Rayon de giration :**

$$i \times \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie :  $\frac{b \times h^3}{12}$  (plan // au petit côté).

B : Section du poteau :  $B = h \times b$



**) Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda \times \frac{l_f}{i}$$

$$50 \leq \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda^2}{35}} \times \lambda \times \frac{l_f}{i} \leq \text{L'état limite de stabilité de forme.}$$

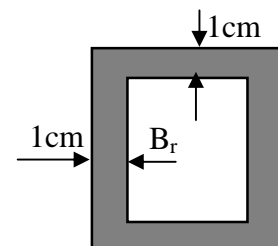
**) Calcul des armatures :**

$$N_u \times \frac{B_r}{0,9 \times b} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \times \Gamma \times A_s \times \frac{1}{\gamma_s}$$

$B_r$  : Représentation de l'aire obtenue en réduisant de la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max (A_{s1} ; A_{s2})$$

$$A_s \geq \frac{N_u}{\gamma_s} \times \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot b} \cdot \frac{1}{f_{sc}}$$



- Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours « » doit être divisé par 1,1

$N_u$  : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

**VII-1-4) Vérifications à l'ELS :**

$$) \text{ Si } e_s \times \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \quad \text{La section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$) \text{ Si } e_s \times \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \quad \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

Avec :  $M_{ser}$  : Moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : L'effort normal à l'ELS.

$B_0$  : Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \frac{b \cdot h^2}{2} \times \Gamma_{15} f_{c'} \Gamma_{A'} d A ; V_2 = h - V_1$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 A + \Gamma_{15} \bullet A V_1 Z_c A + \Gamma_{A'} V_2 Z_c' A'$$

On doit vérifier que :

**) S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + \frac{M}{I_0} \times \frac{V_1}{bc} \leq 0,6 f_{c28} \leq 15 \text{ MPa} .$$

**) S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton  $\sigma_{bc}$ , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_1 \times y_2 = c$$

$$y_1^2 : \text{ est déterminé par l'équation suivante : } y_1^2 + p y_1 - q = 0$$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = \frac{3c^2}{b} \times \frac{90 A'}{f_c Z_c A} - \frac{90 A f_d Z_c A}{b}$$

$$q = \frac{2c^3}{b} \times \frac{90 A'}{f_c Z_c A} - \frac{90 A f_d Z_c A}{b}$$

Avec :

$c'$  : enrobage.

$C$  : Distance du centre de pression  $c$  à la fibre le plus comprimée ( $c = d - e_a$ ).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcule : } \zeta = \frac{Xq^2}{\Gamma} \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \zeta \geq 0 : t = X0,5 \sqrt[3]{\zeta} \sqrt[3]{ZqA} ; u = X\sqrt[3]{t} ; y = Xu \sqrt[3]{\frac{p}{3u}}$$

Si  $\zeta < 0$  l'équation admet trois racines :

$$y_1 = Xa \cos \frac{\zeta}{3} ; y_2 = Xa \cos \left( \frac{\zeta}{3} + \Gamma 120^\circ \right) ; y_3 = Xa \cos \left( \frac{\zeta}{3} + \Gamma 240^\circ \right)$$

$$\left\{ X \arccos \frac{3|q|}{2|p|} \sqrt{\frac{Z3}{p}} ; a = X2 \sqrt{\frac{Zp}{3}} \right.$$

On choisit parmi les trois solutions pour celle qui donne :  $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = X \frac{b | y_{ser}^3}{3} \Gamma 15 \left| \bullet A_s \right| f_d Z y_{ser} A \Gamma A'_s \left| f_{y_{ser}} Z c' A' \right|$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = X \frac{y_{ser}}{l} \frac{N_{ser}}{y_{ser}} \Gamma \sigma_{bc}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = X \frac{b | y_{ser}^3}{3} \Gamma 15 \left| \bullet A \right| f_d Z Y_{SER} A \Gamma A' \left| f_{y_{er}} Z c' A' \right|$$

La section est effectivement partiellement comprimée si :  $\epsilon_s \geq 0$

Zone	Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section	Obs	A's	A <sub>s</sub>	A <sub>min</sub>
I	RDC	N <sub>max</sub> = 1262.28	M <sub>cor</sub> =20.41	45X45	SEC	0.00	0.00	16.2
	1	N <sub>min</sub> = -545.20	M <sub>cor</sub> = -34.45		SET	10.38	5.30	16.2
	2	N <sub>cor</sub> = 548.66	M <sub>max</sub> = -71.32		SEC	0.00	0.00	16.2
	3							
II	4	N <sub>max</sub> = 752.54	M <sub>cor</sub> =34.57	40X40	SEC	0.00	0.00	12.8
	5	N <sub>min</sub> = -169.17	M <sub>cor</sub> = -14.85		SET	3.62	1.25	12.8
	6	N <sub>cor</sub> = 225.61	M <sub>max</sub> =-64.07		SPC	2.04	0.00	12.8
	7							
III	8	N <sub>max</sub> = 302.35	M <sub>cor</sub> =28.83	35X35	SEC	0.00	0.00	9.8
	9	N <sub>min</sub> = -58.28	M <sub>cor</sub> = 12.48		SPC	0.00	1.98	9.8
	Attique	N <sub>cor</sub> =38.96	M <sub>max</sub> = -51.58		SPC	4.21	0.00	9.8

**Tableau VII-1 :** Ferraillage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub>(min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
RDC, 1, 2, 3 <sup>ème</sup>	Zone I (45 × 45)	16.2	20.35	4HA16+8HA14
du 4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	Zone II (40 × 40)	12.8	15.14	4HA16+4HA14
du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> étage	Zone III (35 × 35)	9.8	12.31	8HA14

**Tableau VII-2 :** Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

**VII-1-4) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales «  $t$  » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$t = \frac{m}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

$m$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

$T_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_1$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ s l él c} & \text{é o é t}_1 : \lambda \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ s l él c} & \text{é o é t}_1 : \lambda < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation :

$$\lambda = \frac{L}{a} = \frac{L}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que :  $L_f = 0.7 l_0$

$L_f$  : longueur de flambement du poteau

$l_0$  : longueur libre du poteau

Avec :  $\begin{cases} l_0 = 408c & p & l \text{ é } R \\ l_0 = 357c & p & l \text{ é t}_1 & d & s_1 \\ l_0 = 306c & p & l \text{ é } a & \text{é t}_1 \end{cases}$

**) Espacement des armatures :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale** :  $S_t = \min(10 L ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

✓ **Dans la zone courante** :  $S_t = 15 L = 21\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Avec :  $L = 14\text{mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

) Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_{\min}$  :

## a. Poteau (35×35) :

$$\lambda = \frac{L}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 3}{3} = 6.12 \Rightarrow \lambda > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

## b. Poteau (40×40) :

$$\lambda = \frac{L}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 5.355 \Rightarrow \lambda > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

## c. Poteau (45×45) :

$$\text{-Pour } l_0=408 : \lambda = \frac{L}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 4}{4} = 6.35 \Rightarrow \lambda > 5$$

$$\text{-Pour } l_0=357 : \lambda = \frac{L}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 5.55 \Rightarrow \lambda > 5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Pour } l_0=306 : \lambda = \frac{L}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 4.76 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

$$\text{Par interpolation nous donne : } \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.36\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0036 \times 45 \times 10 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0036 \times 45 \times 15 = 2.43 \text{ cm}^2$$

)] Sections des armatures transversale :

	RDC	1	2-3	4-5-6-7	8-9-10
	45×45			40×40	35×35
Efforts tranchants (kN)	57			53.92	44.84
Elancement géométrique $\lambda_g$	6.35	5.55	4.76	5.355	6.12
Coefficient correcteur $\rho_1$	2.5	2.5	3.75	2.5	2.5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	0.79	0.79	1.18	0.84	0.80
$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	1.18	1.18	1.78	1.26	1.20
$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	1.35		1.62	1.20	1.05
$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	2.025		2.43	1.8	1.575
$A_a$	3.01			2.01	2.01

Tableau VII-3: Sections des armatures transversales

)] Délimitation de la zone nodale :

-Au niveau des poutres :

$L' = 2 \times h$  ; tel que : h est la hauteur de la poutre

-Au niveau des poteaux :

$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

-Pour les poteaux (45x45) :

RDC :  $h' = \max (368/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 61.33 \implies h' = 62\text{cm}$

Service :  $h' = \max (317/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \implies h' = 60\text{cm}$

NIV 1et2 :  $h' = \max (266/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \implies h' = 60\text{cm}$

-Pour les poteaux (40x40) :

$$\text{NIV 3-4-5-6-7 : } h' = \max(266/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \implies h' = 60 \text{ cm}$$

-Pour poteau (35x 35)

$$\text{NIV 8-9-10 : } h' = \max(266/6 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \implies h' = 60 \text{ cm}$$

) **Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times s}$$

$$s = 0.6 \times \sqrt{f_{t2}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$s = 1.5$  pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 56.43 \text{ cm}$$

) **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_b$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :  $\tau_b = \frac{V_u}{b} \quad \overline{\tau_b} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V <sub>u</sub> (kN)	b (cm)	h (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>b adm</sub> (MPa)	Vérification
RDC 45x45	57	45	45	6.35	0.075	0.294	1.875	✓
1 <sup>ème</sup> étage 45x45				5.55	0.075	0.294	1.875	
2-3 45x45				4.76	0.04	0.294	1.00	
4-5-6-7 40x40	53.92	40	40	5.35	0.075	0.354	1.875	✓
8-9-10 35x35	44.84	35	35	6.12	0.075	0.388	1.875	✓

**Tableau VII-4. : Vérification au cisaillement**

) **Longueur de recouvrement :**

- ✓ Poteaux (45 x 45): l<sub>r</sub> = 40 = 40 × 1.6 = 64cm
- ✓ Poteaux (40 × 40): l<sub>r</sub> = 40 = 40 × 1.6 = 64cm
- ✓ Poteaux (35 × 35): l<sub>r</sub> = 40 = 40 × 1.4 = 56cm

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau = 25cm

**VII-1-5) Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

) L'état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \leq 15 \text{MPa}$$

) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \frac{f_e}{1.15} \leq 347 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sections	Sollicitations	N <sub>c</sub> kN	M kN.m	Nature	Béton				Acier			
					$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	C-V	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	C-V
45 × 45	N <sub>max</sub> ; M <sub>cor</sub>	912.02	-1.75	SEC	3.98	4.17	15	✓	59.9	62.4	348	✓
	N <sub>min</sub> ; M <sub>cor</sub>	49.97	-2.84	SEC	0.08	0.37	15	✓	1.32	5.37	348	✓
	M <sub>3max</sub> ; N <sub>cor</sub>	645.26	22.37	SEC	4.05	1.72	15	✓	59.20	27.30	348	✓
40 × 40	N <sub>max</sub> ; M <sub>cor</sub>	545.21	11.42	SEC	3.94	2.23	15	✓	57.80	34.80	348	✓
	N <sub>min</sub> ; M <sub>cor</sub>	20.27	3.36	SPC	0.42	0.00	15	✓	5.74	-4.06	348	✓
	M <sub>3max</sub> ; N <sub>cor</sub>	163.58	-26.68	SPC	0.00	3.28	15	✓	-29.80	45.00	348	✓
35 × 35	N <sub>max</sub> ; M <sub>cor</sub>	219.37	10.08	SEC	2.72	0.49	15	✓	38.90	9.33	348	✓
	N <sub>min</sub> ; M <sub>cor</sub>	-14.44	-14.72	SPC	0.00	2.27	15	✓	-119.30	24.80	348	✓
	M <sub>3max</sub> ; N <sub>cor</sub>	28.64	-27.52	SPC	0.00	4.71	15	✓	-168.20	56.20	348	✓

**Tableau VII-5 : Vérification des contraintes à L'ELS**

## ) Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_s > A_{\min} \times \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s Z_{0.455} d}{e_s Z_{0.185} d} b d$$

Niveau	sec(cm <sup>2</sup> )	N[KN]	M[KN.m]	e <sub>s</sub> (cm)	d(cm)	b (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Obs
RDC 1-2-3	45x45	N <sub>min</sub> =49.97	M <sub>cor</sub> =-2.84	-5.68	43	45	4.32	20.35	C.V
		N <sub>max</sub> =912.02	M <sub>cor</sub> =-1.75	-0.19	43	45	5.66		C.V
		N <sub>cor</sub> =645.26	M <sub>max</sub> =22.37	3.46	43	45	8.37		C.V
4-5-6-7	40x40	N <sub>min</sub> =20.27	M <sub>cor</sub> =3.36	16.57	38	40	0.13	15.14	C.V
		N <sub>max</sub> =545.21	M <sub>cor</sub> =11.42	2.09	38	40	5.64		C.V
		N <sub>cor</sub> =163.58	M <sub>max</sub> =-26.68	-16.31	38	40	2.64		C.V
8-9-10	35x35	N <sub>min</sub> =-14.44	M <sub>cor</sub> =-14.72	101.93	33	35	1.26	12.31	C.V
		N <sub>max</sub> =219.37	M <sub>cor</sub> =10.08	4.59	33	35	9.59		C.V
		N <sub>cor</sub> =28.64	M <sub>max</sub> =-27.52	-96.08	33	35	1.51		C.V

Tableau VII-6 : Vérification de la condition de non fragilité

**VII-2) Ferrailage des poutres****VII-2-1) Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple aux sollicitations données par les Combinaisons d'actions les plus défavorables :

- A l'état limite ultime :  $1.35G+1.5Q$
- Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$  (RPA)

Puis en procède aux vérifications à L' ELU, L' ELS et au RPA

**VII-2-2) Recommandations du RPA99 :****1) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$\text{-Poutre principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{-Poutre secondaire : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2. \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone  $\Pi_a$ .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**2) Armatures transversales :**

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

- Dans le cas d'une flexion simple

Soit :

- $A_s$  : section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.
- $A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

On calcul le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa.}$$

Si  $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

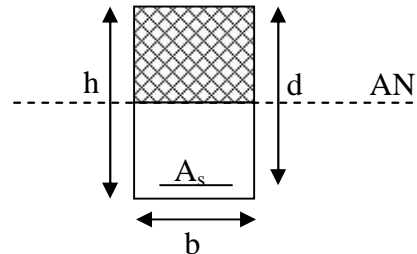


Fig VII-2-1

Si  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée c à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

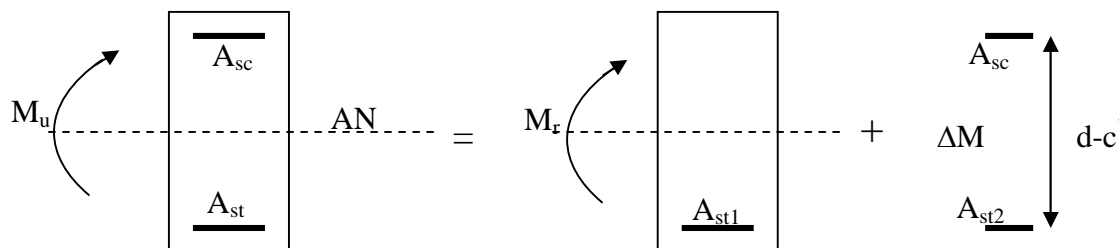


Fig VII-2-2

**Remarque :** une partie du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d  $\Delta M < 0,4M_u$  (Art BAEL B66).

### VII-2-3) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ .

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \beta_1 = \frac{100A_{adopt}}{b d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } L : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{ moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \quad M_0 : \text{ moment isostatique.}$$

A : section d'armatures tendues.

### VII-2-4) Vérification à l'ELU :

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

- 1) **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

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

- 2) **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad , \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{max}$  : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

$\Psi$  : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

$\mu_i$  : Périmètre des aciers.

**3) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

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

**4) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

• **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

• **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\chi_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

**VII-2-5) APPLICATION :**

**A- Ferraillage des poutres principales (30x40) sens longitudinal :**

zone	Appui travée	Mmax (KN.m)	$\mu$	Obs		As cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage		A adopté (cm <sup>2</sup> )
								filante	chapeaux	
Zone III	Appui	86.96	0.141	SSA	0.923	7.12	6.00	3HA14	3HA12	8.01
	Travée	50.48	0.082		0.957	3.98	6.00	3HA14	2HA10	6.19
Zone II	Appui	88.41	0.143		0.922	7.25	6.00	3HA14	3HA12	8.01
	Travée	57.16	0.092		0.952	4.54	6.00	3HA14	2HA10	6.19
Zone I	Appui	81.91	0.133		0.928	6.67	6.00	3HA14	3HA12	8.01
	Travée	48.04	0.078		0.959	3.78	6.00	3HA14	2HA10	6.19

**Tableau VII-1 : Ferraillage des poutres principales en travées et en appui**

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque zone et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées d'étage dans la zone considérée.

Avec :  $h=40\text{cm}$     $b=30\text{cm}$     $d=38\text{cm}$

**B- Vérification à L'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37\text{cm}^2..$$

D'où  $A_s = 6.19\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée dans les deux sens.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\sum U_i = 6f\Phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37\text{cm}$$

$$V_u^{\max} = 99.57\text{KN}$$

$$\ddagger_{se}^{\max} = \frac{99.57 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263.7} = 1.10\text{MPa}.$$

$\bar{\ddagger}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} > 1.10\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\ddagger}_u = 3.33\text{MPa}$ .

$$V_u = T_{\max} = 99.57\text{KN}.$$

$$\text{Alors } \ddagger_u = \frac{99.57 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.87\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que  $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\alpha_b}$ .

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 684.85\text{KN}.$$

$$V_u = 99.57 \leq 684.85\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec  $M_u$  : était pris avec son signe.

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$  la vérification n'est pas nécessaire.

✓ Poutres principales :  $99.57 - \frac{82.80}{0.9 \times 0.38} = -142.53 < 0$

**C- Calcul les armatures transversal :**

• **espacement d'armatures :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) = 10cm.$$

Soit  $S_t = 10cm$

➤ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm.$$

• **Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1.14 ; 1.4 ; 3)$$

On adopte un cadre et un étrier de  $\Phi_8$

Soit  $\Phi_8 = 1,51cm^2$ .

• **armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2.$$

**D- Vérification à L'ELS :**

• **Etat limite de compression de béton :**

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principale à l'ELS (en travées) :**

zone	M <sub>smax</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
III	15.78	6.19	0.542	0.890	30.45	75.37	2.47	c.v
II	14.57	6.19	0.542	0.890	30.45	69.59	2.28	c.v
I	10.41	6.19	0.542	0.890	30.45	49.72	1.63	c.v

Tableau VII-2

➤ **Vérification du ferraillage des poutres principale à l'ELS (en appuis) :**

zone	M <sub>smax</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
III	59.93	8.01	0.702	0.878	25.98	224.25	8.63	c.v
II	59.10	8.01	0.702	0.878	25.98	221.14	8.51	c.v
I	55.37	8.01	0.702	0.878	25.98	207.18	7.96	c.v

Tableau VII-3

• **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Dans notre cas la flèche est donnée par le logiciel **Robot** f = 0.093

$$f = 0.093\text{cm} < \bar{f} = \frac{540}{500} = 1.08\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**E- Ferraillage des poutres secondaires (30x35) sens transversal :**

Avec : h=35cm    b=30cm    d=33cm

zone	Appui travée	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage		A adopté (cm <sup>2</sup> )
								filante	chapeaux	
Zone III	Appui	56.83	0.122	SSA	0.935	5.29	5.25	3HA14	2x2HA10	7.76
	Travée	41.50	0.089		0.953	3.37	5.25	3HA14	/	4.62
Zone II	Appui	77.62	0.167		0.907	7.45	5.25	3HA14	2x2HA10	7.76
	Travée	43.42	0.093		0.951	3.97	5.25	3HA14	/	4.62
Zone I	Appui	81.98	0.176		0.902	7.91	5.25	3HA14	2x2HA12	9.14
	Travée	46.81	0.100		0.947	4.30	5.25	3HA14	/	4.62

Tableau VII-4 : Ferraillage des poutres secondaires en travées et en appui :

**F- Vérification à L'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 ..$$

D'où  $A_s = 6.19 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée dans les deux sens.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\sum U_i = 6f\Phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$V_u^{\max} = 63.71 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se}^{\max} = \frac{63.71 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.7} = 0.81 \text{ MPa}.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.81 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .

$$V_u = T_{\text{Max}} = 63.71 \text{ KN}.$$

$$\text{Alors } \bar{\tau}_u = \frac{63.71 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.64 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que  $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\chi_b}$ .

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 \times 33 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 594.74 \text{ KN}.$$

$$V_u = 63.71 \leq 594.74 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-Influence sur les armatures :**

$$A_u \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec  $M_u$  : était pris avec son signe.

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$  la vérification n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \text{ Poutres secondaire : } 63.71 - \frac{49.52}{0.9 \times 0.33} = -103.02 < 0$$

**G- Calcul les armatures transversal :**

- **espacement d'armatures :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) = 8.75cm .$$

Soit  $S_t = 7cm$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 20cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm.$$

- **Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(1 ; 1.4 ; 3)$$

On adopte un cadre et un étrier de  $\Phi_8$

Soit  $\Phi_8 = 1,51cm^2$  .

- **armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 .$$

**H- Vérification à L'ELS :**

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

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaire à l'ELS (aux appuis) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
III	35.84	7.77	0.783	0.873	24.37	160.11	6.56	c.v
II	35.52	7.77	0.783	0.873	24.37	158.68	6.51	c.v
I	25.70	9.14	0.923	0.865	22.04	98.50	4.46	c.v

**Tableau VII-5**

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaire à l'ELS (en Travée) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{br}$ (MPa)	Obs
III	24.76	4.62	0.466	0.897	33.54	181.05	5.39	c.v
II	23.92	4.62	0.466	0.897	33.54	174.90	5.21	c.v
I	16.02	4.62	0.466	0.897	33.54	117.14	3.49	c.v

**Tableau VII-6**

• **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Dans notre cas la flèche est donnée par le logiciel **Robot**  $f = 0.043$

$$f = 0.043\text{cm} < f^- = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII-2-6) Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

➤ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VII.3) Ferrailage des voiles

#### VII.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi 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**

La méthode utilisée est la méthode classique.

Cette dernière consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

)  $1.35G + 1.5Q$

)  $G + Q \pm E$

)  $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

) Zone1: niveaux: RDC ; Service ; 1 ; 2.

) Zone2: niveaux: 3 ; 4 ; 5 ; 6.

) Zone3: niveaux: 7 ; 8 ; 9.

#### VII.3.2) Exposée de la méthode :

a) calcul de l'excentricité :  $e = \frac{m}{N}$

b) déterminer le diagramme des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y$$

**Avec :** B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier ;  $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel Robot-Bat.

**c) calcul de la hauteur utile (d):**

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent :

1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone

$$\text{tendue : } l_t = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} L$$

**Remarque :** au cours de nos calculs, nous avons constaté que toutes nos sections sont des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

**d) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N(d - \frac{l}{2})$$

**e) ferrailage du voile :****1) Armatures verticales :**

$$\sim X \frac{\pi u}{bd^2 f_{bu}} \text{ AVEC : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{u X_b}$$

$\chi_b$  : 1.15 situation accidentelle ; = 0.85 : si la durée d'application est < à 1 heure.

$$\mu_b < \hat{\mu}_1 \quad \text{SSA;}$$

$$\mu_b > \hat{\mu}_1 \quad \text{SDA}$$

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{1 \cdot \sigma_s}$$

Avec  $A_V$  : section des armatures tendue du voile

**Remarque :**

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

**2) Armatures horizontales**

) **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10w .

- $A_H > 0,15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

)] **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H \times \frac{A_V}{4}$$

)] **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile  $A_V$  et  $A_h = 0,15\% B$

-Zone courante :  $A_V$  et  $A_h = 0,10\% B$

### 3) 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'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### 4) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

)] **Espacement** (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \text{ min } \sum .5e, 30\text{cm}^*$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

### Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

-40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 5) Armatures de coutures

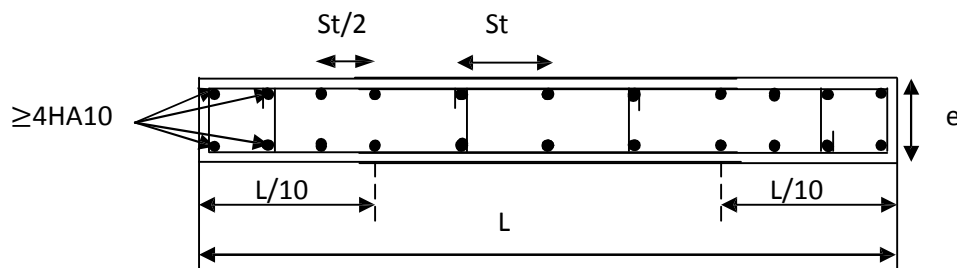
Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \alpha \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,4 \text{ | } V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.



### Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

#### V.3.3) Vérification

##### a) Exigences de RPA 99 (version 2003)

#### Zone tendue :

- section de la zone tendue :  $b \times l_t$

- ferrailage de la zone tendue :  $A_t$

On doit vérifier que :  $0.2\% b l_t < A_t$

#### Globalement dans le voile :

Section totale du béton :  $S_b = b \times L$

Section totale des armatures :  $S_a$

On doit vérifier que :  $\frac{S_a}{S_b} \% \geq 0.15\%$

**J) Zone courante :**

La longueur de la zone courante est donnée comme suit :  $L-2L/10$

- Section brute du béton :  $8bL/10$
- Section d'armature dans cette zone courante :  $A_c$

On doit vérifier que :  $\frac{1}{8b} A_c > 0.10\%$

**b) Vérification à L'ELS**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\frac{N}{B \cdot \Gamma \cdot 15} \leq \frac{A}{b \cdot 0,6 \cdot f_{c28}} \quad \text{X 15 MPa}$$

**Avec :**

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\frac{V}{b \cdot 0,2 \cdot f_{c28}} \leq 1,4 \cdot V_u$$

$$\frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$\leq 1,4 \cdot V_u$$

**Avec**

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 1,4 \cdot V_u$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$\tau_u \leq 0,15 \frac{f_{cj}}{b}$ , 4MPa ; Pour la fissuration préjudiciable.

### V.3.4) Exemple de calcul : ( Zone I voile $V_{L5}$ )

$N = -569.37$  KN ;  $M = 286.53$  KN.m  $l = 1.50$ m  $L = 1.275$ (entre nue de voile)

#### 1) calcul de l'excentricité :

$e = \frac{M}{N} = \frac{286.53}{-569.37} = 0.503$ m >  $(L/2 - c) = 1.27/2 - 0.05 = 0.585$  Paramètres insuffisant, il faut vérifier la condition supplémentaire.

$$N (d - c') - M \leq (0.337h - 0.81c') b h f_{bu}$$

$569.37(1.211 - 0.05) - 286.53 \leq (0.337 \times 1.275 - 0.81 \times 0.05) 0.2 \times 1.275 \times 21.74 \times 1000$   
 $374.508 \text{ K} \cdot \text{m} \leq 2157.46 \text{ K} \cdot \text{m}$  SPC.

#### 2) déterminer le diagramme des constraints

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y$$

$$B = b \times L = 0.20 \times 1.275 = 0.255 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bL^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.275^3}{12} = 0.034 \text{ m}^4$$

$$Y = L/2 = 1.275/2 = 0.637 \text{ m}$$

$$\sigma_m = \frac{-569.37}{0.255} + \frac{286.53}{0.034} \times 0.637 = 3054.927 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{-569.37}{0.255} - \frac{286.53}{0.034} \times 0.637 = -7520.574 \text{ KN/m}^2$$

#### 3) calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_{m'}} L = \frac{7.5}{3.9 + 7.5} \times 1.275 = 0.906 \text{ m}$$

#### 4) calcul de la hauteur utile(d) :

**Longueur de la zone d'extrémité :**  $L/10 = 1.275/10 = 12.75$  cm

**Espacement :** en zone courante  $St_{\min} \geq 5e$ ,  $30 \text{ cm}^* = 30$  cm

Soit  $St = 16$  cm en zone courante.

Et en zone d'extrémité c'est  $St/2 = 8$  cm (espacement du potelet)

$$d = L - (L/10)/2 = 127.5 - (12.75/2) = 121.12 \text{ cm}$$

**5) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2}) = 286.53 + 569.37(1.211 - \frac{1.2}{2}) = 616.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 616.063 \text{ KN.m}$$

**6) ferrailage du voile :**

a) **Armatures verticales :**

$$\sim X \frac{\pi_t}{bd^2 f_{bu}} \text{ AVEC : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\alpha_b} = \frac{0.85 | 25}{0.85 | 1.15} X 21.74 \text{ MPa}$$

$$\sim X \frac{\pi_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{616.06 | 10^6}{200 | 1211^2 | 21.74} = 0.096 < \uparrow_1 \quad \text{SSA}$$

$$\leq X 0.949$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_V = \frac{\pi_t}{\beta_d \sigma_s} + \frac{N}{10 \sigma_s} = \frac{6}{0.9 | 1 | .1 | 4} + \frac{5 | .3}{1 | 4} = 13.11 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Dans ce cas la longueur  $L/10$  n'est pas suffisante pour placée la section d'armature verticale, Donc nous sommes amenés à la répartir sur toute la longueur tendue.

Soit : **4HA16 + 2x4HA10 = 14.32cm<sup>2</sup> (4HA16 pour le potelet).**

➤ **Exigences de RPA 99 (version 2003)**

) **Zone tendue :**

- section minimal de la zone tendue :  $b | l_t = 0.2 | 0.906 = 0.181 \text{ m}^2$

$$0.2\% b l_t = 3.62 \text{ cm}^2$$

Ferrailage de la zone tendue :  $A_{vt} = 4\text{HA}16 + 2 | 4\text{HA}10 = 14.32 \text{ cm}^2 > 3.62 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

) **Globalement dans le voile :**

Section totale du béton :  $S_b = b \times L = 0.2 \times 1.275 = 0.255 \text{ m}^2$

Section totale des armatures :  $S_a = 2 \times 4\text{HA}16 + 2 \times 5\text{HA}10 = 23.93 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} \% = 0.93\% \geq 0.15\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

)] **Zone courante :**

La longueur de la zone courante :  $L-2L/10 = 1.02\text{m}$

- Section brute du béton :  $8bL/10 = 8 \times 20 \times 127.5 / 10 = 2040\text{cm}^2$

- Section d'armature dans cette zone courante :  $A_c = 2 \times 5\text{HA}10 = 7.85\text{cm}^2$

$$\frac{10A_c}{8b} = \frac{10 \times 7.85}{2040} = 3.84\% > 0.10\%$$

**b) Armatures horizontales**

$$A_h, \max \left( \frac{A_v}{4} ; 0.15\% B \right)$$

$$A_h, \max \left[ \frac{(23.99)}{4} ; \frac{0.15 | 0.255 | 10^4}{100} \right]$$

$$A_h \quad \mathbf{5.98 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **18HA 10/ Par nappe=14.13cm<sup>2</sup>** avec un espacement **esp= 20cm**

**c) Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par **(04) épingles en HA8** pour un mètre carré de surface verticale.

**d) Armatures de coutures**

$$A_{vj} \geq 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{avec } \bar{V} \geq 1.4V_u$$

$$\bar{A}_{vj} \geq 1.1 \frac{1.4 | 312.25 | 10}{400} \geq 12.02\text{cm}^2$$

Soit **10HA14=15.39cm<sup>2</sup>**

**7) Vérification des contraintes**

)] **BAEL 91**

$$\sigma_u \leq \sigma_{bd} = \frac{V_u}{b d} \leq \frac{312.25 | 10}{20 | 121.1} \leq 1.28\text{MPa}$$

$$\sigma_u \leq 1.28\text{MPa} \leq \Phi_u^- \leq 3.26\text{MPa}$$

**Condition vérifiée.**

)] **RPA 2003**

$$\sigma_b \leq \sigma_{bd} = \frac{V_u}{b d} \leq \frac{1.4 | 312.25 | 10}{20 | 121.1} \leq 1.80\text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq 1.80\text{MPa} \leq \Phi_b^- \leq 5\text{MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**8) Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B \Gamma 15.A} \quad \sigma_b = X \frac{412.38 \mid 10^3}{0.255 \mid 10^6 \Gamma 15 \times 23.93 \mid 100} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.42 \text{ MPa} \quad \sigma_b^{\text{TM}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

## 9) Ferrailages des voiles longitudinales :

$$V_{L1}=1.20\text{m}$$

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,975	1	1,025
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,195	0,2	0,205
	I		0,02	0,02	0,02
	L/10		0,0975	0,1	0,1025
Solicitation de calcul	T(KN)		-193,63	-54,22	-71,85
	T'=1.4*T(KN)		-271,082	-75,908	-100,59
	N(KN)		-322,27	-191,2	-84,73
	M(KN.m)		107,9	73,09	80,5
	e(m)		0,33	0,38	0,95
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		1752,4615	1236,7	1885,3147
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-5057,795	-3148,7	-2711,949
	Lt(m)		0,72	0,72	0,60
	d(m)		0,926	0,950	0,974
	Mt(KN.m)		249,29596	159,13	119,58171
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		6,86	4,23	3,10
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		1,56	1,60	1,64
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	3,14
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		3,01	4,01	4,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		3,01	3,01	3,01
	Choix	A'v1	4HA12	4HA12	4HA10
	choix	A'v2	2x3HA8	2x4HA8	2x4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
	A'v2	16	16	16	
section total	A <sub>total</sub> de voile (cm2)		12,05	13,05	10,29
	A <sub>total</sub> tendu(cm <sup>2</sup> )		7,53	7,53	6,15
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		2,9	2,9	2,4
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		2,925	3	3,075
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		3,0	3,3	2,3
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des contruction	5 Mpa	b	1,46	0,40	0,52
	3,26 Mpa	u	1,05	0,29	0,37
	15Mpa	bc	0,82	0,48	0,18

VL2= 1.30m

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,075	1,1	1,125
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,215	0,22	0,225
	I		0,02	0,02	0,02
	L/10		0,1075	0,11	0,1125
Solicitation de calcul	T(KN)		-324,58	-340,14	-311,38
	T'=1.4*T(KN)		-454,412	-476,196	-435,932
	N(KN)		-310,05	-239,57	-125,44
	M(KN.m)		290,58	304,32	278,43
	e(m)		0,94	1,27	2,22
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		6101,3575	6456,1694	6042,3111
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-8985,544	-8634,079	-7157,333
	Lt(m)		0,64	0,63	0,61
	d(m)		1,021	1,045	1,069
	Mt(KN.m)		440,56669	422,90715	341,934
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		11,30	10,56	8,27
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		1,72	1,76	1,80
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		8,04	8,04	6,15
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		6,28	6,28	4,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		4,71	4,71	3,14
	Choix	A'v1	4HA16	4HA16	4HA14
	choix	A'v2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
		A'v2	16	16	16
section total	A <sub>total</sub> de voile (cm2)		22,36	22,36	16,31
	A <sub>total</sub> tendu(cm <sup>2</sup> )		12,75	12,75	9,29
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		2,6	2,5	2,4
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		3,225	3,3	3,375
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,6	5,6	4,1
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des construction	5 Mpa	b	2,22	2,28	2,04
	3,26 Mpa	u	1,59	1,63	1,46
	15Mpa	bc	0,81	0,63	0,27

VL3=VL4=1.40m

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,175	1,2	1,225
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,235	0,24	0,245
	I		0,03	0,03	0,03
	L/10		0,1175	0,12	0,1225
Solicitation de calcul	T(KN)		254,33	214,63	156,23
	T'=1.4*T(KN)		356,062	300,482	218,722
	N(KN)		-566,02	-483,93	-255,49
	M(KN.m)		268,57	190,69	138,15
	e(m)		0,47	0,39	0,54
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3427,2395	1956,3333	1719,0329
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-8244,431	-5989,083	-3804,666
	Lt(m)		0,83	0,90	0,84
	d(m)		1,116	1,140	1,164
	Mt(KN.m)		567,85308	452,0122	278,98886
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		12,64	10,23	6,08
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		1,88	1,92	1,96
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		8,04	8,04	6,15
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		7,85	5,02	5,02
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm <sup>2</sup> )		6,28	4,01	4,01
	Choix	A'v1	4HA16	4HA16	4HA14
	choix	A'v2	2x5HA10	2x5HA8	2x5HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
	A'v2	16	16	16	
section total	A <sub>total</sub> de voile (cm <sup>2</sup> )		23,93	21,10	17,32
	A <sub>total</sub> tendu (cm <sup>2</sup> )		14,32	12,05	10,16
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		3,3	3,6	3,4
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		3,525	3,6	3,675
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,0	5,3	4,3
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des contruction	5 Mpa	b	1,59	1,32	0,94
	3,26 Mpa	u	1,14	0,94	0,67
	15Mpa	bc	1,26	1,29	0,68

VL5=VL6=1.50m

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,275	1,3	1,325
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,255	0,26	0,265
	I		0,03	0,04	0,04
	L/10		0,1275	0,13	0,1325
Solicitation de calcul	T(KN)		312,25	324,72	-296,67
	T'=1.4*T(KN)		437,15	454,608	-415,338
	N(KN)		-569,37	-474,7	-292,55
	M(KN.m)		286,53	297,93	272,37
	e(m)		0,50	0,63	0,93
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3054,9273	3462,929	3550,2777
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-7520,574	-7114,467	-5758,202
	Lt(m)		0,91	0,87	0,82
	d(m)		1,211	1,235	1,259
	Mt(KN.m)		613,20604	575,6295	446,80294
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		13,19	12,08	9,10
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		2,04	2,08	2,12
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		8,04	8,04	6,15
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	5,02
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		6,28	6,28	4,01
	Choix	A'v1	4HA16	4HA16	4HA14
	choix	A'v2	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
		A'v2	16	16	16
section total	Atotal de voile (cm2)		23,93	23,93	17,32
	Atotal tendu(cm <sup>2</sup> )		14,32	14,32	10,16
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		3,6	3,5	3,3
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		3,825	3,9	3,975
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,0	6,0	4,3
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véification des construction	5 Mpa	b	1,80	1,84	1,65
	3,26 Mpa	u	1,29	1,31	1,18
	15Mpa	bc	1,42	1,16	0,73

VL7=VL8=1.80m

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,575	1,6	1,625
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,315	0,32	0,325
	I		0,07	0,07	0,07
	L/10		0,1575	0,16	0,1625
Solicitation de calcul	T(KN)		483,71	494,95	429,82
	T'=1.4*T(KN)		677,194	692,93	601,748
	N(KN)		-611,93	-529,56	-338,48
	M(KN.m)		439,58	450,07	389,23
	e(m)		0,72	0,85	1,15
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3373,5253	3619,3828	3380,5444
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-7258,795	-6929,133	-5463,498
	Lt(m)		1,08	1,05	1,00
	d(m)		1,496	1,520	1,544
	Mt(KN.m)		873,28539	831,3532	636,7435
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		15,17	14,17	10,57
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		2,52	2,56	2,60
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		9,23	9,23	6,78
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		9,42	9,42	9,42
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		6,28	6,28	6,28
	Choix	A'v1	6HA14	6HA14	6HA12
	choix	A'v2	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
		A'v2	16	16	16
section total	Atotal de voile (cm2)		27,88	27,88	22,98
	Atotal tendu(cm <sup>2</sup> )		15,51	15,51	13,06
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		4,3	4,2	4,0
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		4,725	4,8	4,875
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		7,0	7,0	5,7
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des contruction	5 Mpa	b	2,26	2,28	1,95
	3,26 Mpa	u	1,62	1,63	1,39
	15Mpa	bc	1,16	1,06	0,54

## 10) Ferrailage des voiles transversales :

VT1=VL3=VL4=1.50m (Les voiles qui constituent les deux salles machines)

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,4	1,4	1,4
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,28	0,28	0,28
	I		0,05	0,05	0,05
	L/10		0,14	0,14	0,14
Solicitation de calcul	T(KN)		-263,12	-267,75	-233,29
	T'=1.4*T(KN)		-368,368	-374,85	-326,606
	N(KN)		-472,2	-438,17	-226,96
	M(KN.m)		255,85	260,48	227,47
	e(m)		0,54	0,59	1,00
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		2229,6429	2422,0459	2671,1122
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-5602,5	-5551,832	-4292,255
	Lt(m)		1,00	0,97	0,86
	d(m)		1,330	1,330	1,330
	Mt(KN.m)		553,336	536,5271	370,4548
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		10,68	10,35	7,09
	A <sub>v</sub> /zone c (cm <sup>2</sup> )		2,24	2,24	2,24
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		6,15	6,15	4,52
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		6,02	6,02	6,02
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		5,02	5,02	5,02
	Choix	A'v1	4HA14	4HA14	4HA12
	choix	A'v2	2x6HA8	2x6HA8	2x6HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
		A'v2	16	16	16
section total	Atotal de voile (cm2)		18,32	18,32	15,06
	Atotal tendu(cm <sup>2</sup> )		11,17	11,17	9,54
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		4,0	3,9	3,5
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		4,2	4,2	4,2
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,6	4,6	3,8
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des construction	5 Mpa	b	1,38	1,41	1,23
	3,26 Mpa	u	0,99	1,01	0,88
	15Mpa	bc	1,46	1,04	0,54

VT2=VT6=3.85m

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,4	3,45	3,5
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,68	0,69	0,7
	I		0,66	0,68	0,71
	L/10		0,34	0,345	0,35
Solicitation de calcul	T(KN)		446,85	-231,72	146,48
	T'=1.4*T(KN)		625,59	-324,408	205,072
	N(KN)		-811,21	-558,12	-365,16
	M(KN.m)		1917,48	616,92	358,31
	e(m)		2,36	1,11	0,98
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3783,2033	746,06427	355,83673
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-6169,115	-2363,803	-1399,151
	Lt(m)		2,11	2,62	2,79
	d(m)		3,230	3,278	3,325
	Mt(KN.m)		3158,6313	1483,4013	933,437
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		25,16	11,36	7,00
	A <sub>v</sub> /zone c cm <sup>2</sup> )		5,44	5,52	5,60
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		16,08	12,31	9,05
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c cm <sup>2</sup> )		12,05	12,05	13,05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		8,03	11,04	12,05
	Choix	A'v1	8HA16	8HA14	8HA12
	choix	A'v2	2x12HA8	2x12HA8	2x13HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
		A'v2	20	20	20
section total	A <sub>total</sub> de voile (cm2)		44,21	36,67	31,15
	A <sub>total</sub> tendu(cm <sup>2</sup> )		24,11	23,35	21,10
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		8,4	10,5	11,2
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		10,2	10,35	10,5
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		11,1	9,2	7,8
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
	Esp st (cm)		20	20	20
Véfication des construction	5 Mpa	b	0,97	0,49	0,31
	3,26 Mpa	u	0,69	0,35	0,22
	15Mpa	bc	0,78	0,54	0,35

VT7=2.30m

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,075	2,1	2,125
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,415	0,42	0,425
	I		0,15	0,15	0,16
	L/10		0,2075	0,21	0,2125
Sollicitation de calcul	T(KN)		-226,45	-369,62	-393,6
	T <sup>2</sup> =1.4*T(KN)		-317,03	-517,468	-551,04
	N(KN)		-704,7	-213,4	-168,95
	M(KN.m)		463,2	346,09	366,09
	e(m)		0,66	1,62	2,17
	OBS		SPC	SPC	SPC
	max (kN/m <sup>2</sup> )		1529,3337	1846,2585	2034,6256
	min (kN/m <sup>2</sup> )		-4925,478	-2862,449	-2829,684
	Lt(m)		1,58	1,28	1,24
	d(m)		1,971	1,995	2,019
	Mt(KN.m)		1121,2136	547,753	527,64844
armatures verticales	A <sub>v</sub> /(Lt) (cm <sup>2</sup> )		14,56	6,93	6,60
	A <sub>v</sub> /zone c cm <sup>2</sup> )		3,32	3,36	3,40
	A <sub>v1</sub> /(L/10)adopté (cm <sup>2</sup> )		9,23	9,23	6,78
	A <sub>v2</sub> /adopté zone c (cm <sup>2</sup> )		9,03	9,03	9,03
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> /(lt-l/10) (cm2)		8,03	6,02	6,02
	Choix	A'v1	6HA14	6HA14	6HA12
	choix	A'v2	2x9HA8	2x9HA8	2x9HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	8	8	8
		A'v2	16	16	16
section total	A <sub>total de voile</sub> (cm2)		27,49	27,49	22,59
	A <sub>total tendu</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,26	15,25	12,80
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		6,3	5,1	4,9
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )		6,225	6,3	6,375
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,9	6,9	5,6
	AH adopté (cm2)		14,13	10,2	10,2
	choix de la section		18HA10	13HA10	13HA10
Esp st (cm)		20	20	20	
Véfication des construction	5 Mpa	b	0,80	1,30	1,36
	3,26 Mpa	u	0,57	0,93	0,97
	15Mpa	bc	0,42	0,20	0,09

### VIII-1) Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ) Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- ) Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- ) Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- ***Fondations superficielles***

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- ***Fondations profondes***

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VIII-2) Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ) La contrainte admissible du sol est  $\Xi_{\text{sol}} = 2$  bars.
- ) Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII-3) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- ) La stabilité de l'ouvrage ;
- ) La facilité de l'exécution ;
- ) L'économie ;
- ) La capacité portante du sol ;
- ) L'importance de la supère structure ;
- ) Le tassement du sol.

### VIII-4) Dimensionnement

#### VIII-4-1) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \frac{G + \Gamma Q}{B L} \leq \frac{G + \Gamma Q}{\Xi_{SOL} L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\Xi_{SOL}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	174.8	1.20	0.728	0.874
VL2	250.97	1.30	0.965	1.254
VL3	341.78	1.40	1.220	1.708
VL4	530.02	1.40	1.892	2.649
VL5	548.77	1.50	1.829	2.743
VL6	599.20	1.50	1.997	2.996
VL7	527.11	1.80	1.464	2.635
VL8	599.17	1.80	1.464	2.635
S (m <sup>2</sup> )				17.853

Tableau X-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	230.32	1.50	0.768	1.152
VT2	735.81	3.85	0.956	3.681
VT3	392.70	1.50	1.309	1.964
VT4	420.54	1.50	1.402	2.103
VT5	447.97	1.50	1.493	2.239
VT6	735.81	3.85	0.956	3.681
VT7	319.88	2.30	0.695	1.599
S (m <sup>2</sup> )				16.419

$$S_v = \sum S_i = 34.272 \text{ m}^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale des voiles.

**VIII-4-2) Semelles filantes sous poteaux**

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 2834.48 \text{KN}$ .

Le moment totale transmis par les poteaux :  $M_t = -0.17 \text{KN.m}$

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = X \frac{N_t e_i \Gamma M_t}{N_t} = 0.47 \text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.47 \text{m} \quad \Phi \frac{L}{6} = \frac{11.5}{6} \quad X 1.91 \text{m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = X \frac{N_t}{L} \left[ 1 - Z \frac{6e}{L} \right] = X \frac{2834.48}{11.5} \left[ 1 - Z \frac{6 \cdot 0.47}{11.5} \right] = 186.036 \text{KN/m}^2$$

$$q_{\max} = X \frac{N_t}{L} \left[ 1 + \Gamma \frac{6e}{L} \right] = X \frac{2834.48}{11.5} \left[ 1 + \Gamma \frac{6 \cdot 0.47}{11.5} \right] = 306.916 \text{KN/m}^2$$

$$q_{fL/4A} = X \frac{N_t}{L} \left[ 1 + \Gamma \frac{3e}{L} \right] = X \frac{2834.48}{11.5} \left[ 1 + \Gamma \frac{3 \cdot 0.47}{11.5} \right] = 276.696 \text{KN/m}^2$$

**) Détermination de la largeur de la semelle**

$$B = \left[ \frac{q_{fL/4A}}{\uparrow_{SOL}} \right] = X \frac{276.696}{200} = 1.383 \text{m} \quad | \quad 1.40 \text{m}$$

On aura donc,  $S_1 = 1.40 \cdot 11.5 = 16.10 \text{m}^2$

Et :  $S_2 = 1.40 \cdot 12.3 = 17.22 \text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = X S_1 \mid n \Gamma S_2 \Gamma S_v$

$$S_t = 16.10 \mid 6 \Gamma 17.22 \Gamma 34.272 = 148.092 \text{m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

**Remarque**

L'importance de la largeur des semelles impliquera un chevauchement entre elles. Ces dernières occuperont plus de la moitié de l'assise.

$$Z \quad \text{La surface totale de l'assise du bâtiment : } S_{bat} = 256.418 \text{m}^2$$

$$Z \quad \text{La surface totale des semelles filantes : } S_t = 148.092 \text{m}^2$$

$$S_t > 50 \mu S_{bat}$$

$$S_t = 148.092 > 50 \mu S_{bat} = 128.209$$

La surface totale des semelles représente 57.75 % de la surface du bâtiment.

### Conclusion :

La surface totale des semelles filantes dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

### VIII-5) Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ) Rigide en son plan horizontal ;
- ) Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ) Facilité de coffrage ;
- ) Rapidité d'exécution ;
- ) Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### VIII-5-1) Pré dimensionnement du radier

##### ➤ Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e \times \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \leq \frac{2}{3} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{2}{3} L_e \quad \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{3} L_{\max}^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale différée  $E_{X3700} = \sqrt[3]{f_{c28}} \times 10818.865 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale ( $L_{\max} = 5.40 \text{ m}$ ).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{f} \left| 5.4 \right|^4 \left| \frac{3}{10818.865} \right| 40} \times 1.18 \text{ m}$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad 0.675 \leq h \leq 1.08$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 95 \text{ cm}$

➤ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{5.40}{20} \times 27 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur de la nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \times \frac{5.40}{10} \times 54 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

➤ **La largeur de la nervure**

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad 32 \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

Soit  $b_n = 50 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur quatre appuis})$$

$$10.8 \leq h_t \leq 13.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 12 \text{ cm}$$

➤ **Les charges :**

) Charge permanente totale à la base  $G = 14798.50 \text{ KN}$

) Charge d'exploitation totale à la base  $Q = 4294.82 \text{ KN}$

➤ **Combinaison d'actions**

A l'ELU :  $N_u \leq 1.35G + 1.5Q \leq 26420.21 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s \leq G + Q \leq 19093.32 \text{ KN}$

### VIII-5-2) Caractéristiques du radier

#### ➤ surface du radier :

$$A \text{ l'ELU} \quad S_{nec}^{ELU} \left| \frac{N_u}{1.33 \uparrow \uparrow_{SOL}} \times \frac{26420.21}{1.33 \uparrow 200} \right. \times 99.32 m^2$$

$$A \text{ l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \left| \frac{N_s}{\uparrow_{SOL}} \times \frac{19093.32}{200} \right. \times 95.466 m^2$$

D'où :

$$S_{rad} \times \max \left\{ S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS} \right\} \times 99.32 m^2$$

$$S_{bat} \times 256.418 m^2 \Psi S_{rad} \times 99.32 m^2$$

#### Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{deb} \left| \max \left\{ \frac{h}{2}; 30 cm \right\} \times \max \left\{ \frac{95}{2}; 47,5; 30 cm \right\} \right. \times 47,5 cm$$

On opte pour un radier de  $h_{deb} = 50 cm$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 256.42 + 0.5 \times 68.07 = 290.46 m^2$$

#### ➤ Poids total du radier

$P_{rad}$  = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$$\text{Poids de la dalle} = 290.46 \times 0.3 \times 25 = 2178.45 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du nervure} = [(0.95 - 0.3) \times 0.5 \times 21.54 \times 4 \times 25] + [(0.95 - 0.3) \times 0.5 \times (11.83 \times 6 + 12.63) \times 25] \\ = 1379.38 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de T.V.O} = [(0.95 - 0.3) \times (290.46 - 55.17)] \times 17 = 2599.95 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre} = 290.46 \times 0.12 \times 25 = 871.38 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} \times 2178.45 \uparrow 1379.38 \uparrow 2599.95 \uparrow 871.38 \times 7029.16 \text{ KN}$$

#### ➤ Charge permanente apportée sur le radier $G_T$ :

$$G_T = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$$

$$G_T = 14798.5 + 7029.16 = 21827.66 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge total**

$$Q_{TOT} = Q_{RAD} + Q_{SUPS}$$

Surcharge du bâtiment :  $Q_{sup_s} \times 4294.82 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q_{rad} \times 2.5 \mid 290.46 \times 726.15 \text{ KN}$

Surcharge totale :  $Q_{Tot} \times 5020.97 \text{ KN}$

➤ **Combinaison d'actions**

A l'ELU :  $N_u \times 1.35 G \Gamma 1.5 Q \times 1.35 \mid 21827.66 \Gamma 1.5 \mid 5020.97 \times 36998.79 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s \times G \Gamma Q \times 21827.66 \Gamma 5020.97 \times 26848.63 \text{ KN}$

### VIII-5-3) Vérification

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que  $\bar{\sigma}_u \leq \bar{\sigma}_u^{TM}$

$$\bar{\sigma}_u \leq \bar{\sigma}_u^{TM} \leq \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$b \times 100 \text{ cm}$ ;  $d \times 0.9 \cdot h_d \times 0.9 \mid 30 \times 27 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_u^{max} \leq q_u \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\bar{\sigma}_u^{max} \leq \frac{36998.79 \mid 1}{290.46} \times \frac{5.4}{2} \times 343.92 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_u \leq \frac{343.92 \mid 10^3}{10^3 \mid 270} \times 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left( \frac{0.15 \mid 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) \times 2.5 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_u \leq \bar{\sigma}_u^{TM}$  Condition vérifiée

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

) **Calcul du centre de gravité du radier**

A partir de logiciel robot nous avons obtenons les résultats suivant :

$$X_G = \frac{S_i \cdot X_i}{S_i} \times 10.63 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{S_i \cdot Y_i}{S_i} \times 7.34 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**) Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = 4250.31 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14114.72 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = \sum M_{j(KX0)} \pm \Gamma T_{j(KX0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(KX0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(KX0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_1 \cdot \Gamma \cdot \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m \leq \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_1 \cdot \Gamma \cdot \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS :  $\sigma_m \leq \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_1 \cdot \Gamma \cdot \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Calcul des moments :**

$$M_x = 25667.49 \pm 1119 \pm 0.95 \cdot 26730.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 25769.94 \pm 1131.69 \pm 0.95 \cdot 26845.04 \text{ KN.m}$$

**) Sens longitudinal**

**) A l'ELU**

$$M_x = 26730.54 \text{ KN.m}$$

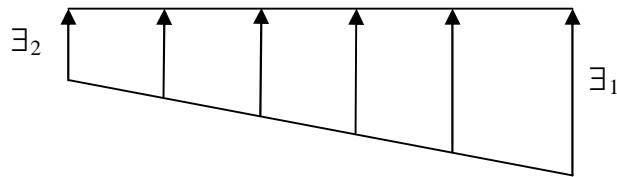


Figure VIII.1 Diagramme des contraintes

$$\dagger_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{yy}} V X \frac{36998.79}{290.46} \Gamma \frac{26730.54}{14114.72} \mid 10.63 X 147.51 KN / m^2$$

$$\dagger_2 X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{yy}} V X \frac{36998.79}{290.46} Z \frac{26730.54}{14114.72} \mid 10.63 X 107.24 / m^2$$

D'où

$$\dagger_m X \frac{3 \mid 147.51 \Gamma 107.24}{4} X 137.44 KN / m^2 ; 1,33 \dagger_{SOL} X 1.33 \mid 200 X 266 KN / m^2$$

$$\dagger_m \Phi 1.33 \dagger_{SOL} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) A l'ELS

$$M_X = 26730.54 KN.m$$

$$\dagger_1 X \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{yy}} V X \frac{26848.63}{290.46} \Gamma \frac{26730.54}{14114.72} \mid 10.63 X 112.56 KN / m^2$$

$$\dagger_2 X \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{yy}} V X \frac{26848.63}{290.46} Z \frac{26730.54}{14114.72} \mid 10.63 X 72.30 KN / m^2$$

D'où

$$\dagger_m X \frac{3 \mid 112.56 \Gamma 72.30}{4} X 102.49 KN / m^2 ; \dagger_{SOL} X 200 KN / m^2$$

$$\exists_m \Phi \exists_{SOL} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) Sens transversal

) A l'ELU

$$M_y = 26845.04 KN.m$$

$$\dagger_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} V X \frac{36998.79}{290.46} \Gamma \frac{26845.04}{4250.31} \mid 7.34 X 173.73 KN / m^2$$

$$\dagger_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} V X \frac{36998.79}{290.46} Z \frac{26845.04}{4250.31} \mid 7.34 X 81.02 KN / m^2$$

D'où

$$\dagger_m X \frac{3 \mid 173.73 \Gamma 81.02}{4} X 150.55 KN / m^2 ; 1,33 \dagger_{SOL} X 1.33 \mid 200 X 266 KN / m^2$$

$$\dagger_m \Phi 1.33 \dagger_{SOL} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) A l'ELS

$$M_y = 26845.04 KN.m$$

$$\begin{aligned} \dagger_1 & \times \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V \times \frac{26848.63}{290.46} \Gamma \frac{26845.04}{4250.31} \quad | \quad 7.34 \times 138.79 \text{ KN/m}^2 \\ \dagger_2 & \times \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V \times \frac{26848.63}{283.64} Z \frac{26845.04}{4250.31} \quad | \quad 7.34 \times 46.07 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

D'où

$$\dagger_m \times \frac{3}{4} | 138.79 \Gamma 46.07 \quad \times 115.61 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \dagger_{SOL} \times 200 \text{ KN/m}^2$$

$\exists_m \Phi \exists_{SOL}$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \uparrow_c h f_{c28}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour les poteaux et les voiles.

$\uparrow_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

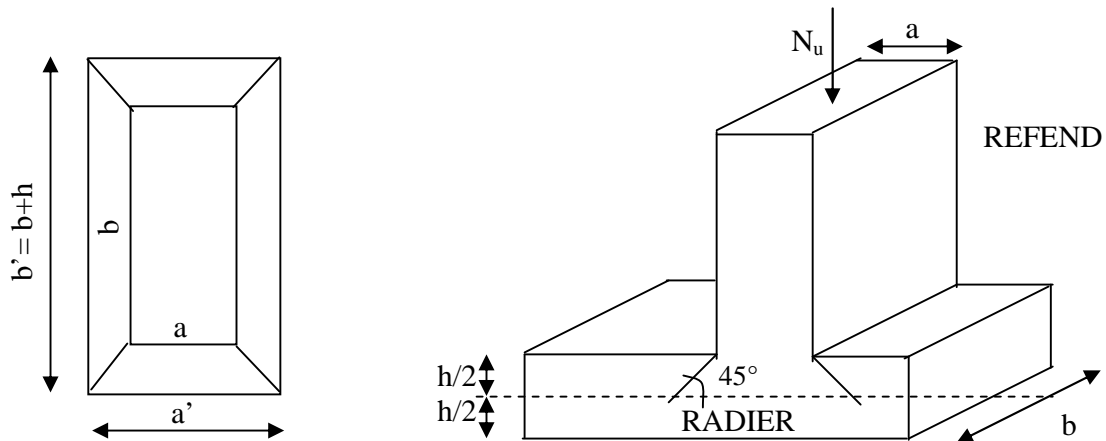


Figure VIII.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile  $\sim_c$**

)] **Poteaux** : la vérification se fait pour le poteau le plus sollicité

$$\sim_c \times 2 \times f_a \times b \times 2 \times f_a \Gamma b \Gamma 2 \quad h \times 2 \quad | \quad f_{0.45} \Gamma 0.45 \Gamma 2 \quad | \quad 0.95 \times 5.6 \text{ m}$$

$N_u \times 1262.28 \text{ KN}$

$N_u \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.95 \times 25000 \times 5985 \text{ KN}$  Condition vérifié

J) **Voile** : la vérification se fait pour le voile le plus sollicité

$$N_u = \gamma_{0.45} \times \gamma_{1.2} \times \gamma_{1.5} \times \gamma_{1.4} \times \gamma_{1.2} \times h \times A \times 2 \quad | \quad f_{0.2} \times \gamma_{1.2} \times \gamma_{1.5} \times \gamma_{1.4} \times \gamma_{1.2} \times 0.95 \times A \times 6.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1017.74 \text{ KN}$$

$$N_u = 0.45 \times 0.95 \times 6.2 \times 25000 \times 6626.25 \text{ KN}$$

➤ **Vérification à l'effort sous pression**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante :

$$P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s$$

$P$  : Poids total a la base du radier.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

$f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $f_s = 1.5$ .

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure  $Z = 0.95 \text{ m}$

$$P = G_{str} + G_{infr} = 21827.66 \text{ KN}$$

$$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 290.46 \times 0.95 \times 1.5 = 4139.05 \text{ KN}$$

$$P = 21827.66 \text{ KN} > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 4139.05 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VIII-6) Ferrailage du radier

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{J) Dans le sens de la petite portée} \quad L_x : M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}$$

$$\text{J) Dans le sens de la grande portée} \quad L_y : M_{0y} = M_{ox}$$

Les coefficients  $\alpha_x, \alpha_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\dots \times \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } f_{L_x} \Phi_{L_y}^A$$

### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs les panneaux le plus sollicité.

### VIII-6-1) Identification du panneau le plus sollicité

$$\dots \times \frac{L_x}{L_y} \times \frac{4}{5.4} \times 0.74 \quad \sim_x \times 0.0634$$

$$\sim_y \times 0.494$$

0,4  $\text{TM}^3 \text{TM}^1$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\Xi_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

) A l'ELU

$$q_u \times f_{m,ELU} \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 150.55 \times \frac{7029.16}{290.46} \times 126.34 \text{ KN/m}^2$$

) A l'ELS

$$q_s \times f_{m,ELS} \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 115.61 \times \frac{7029.16}{290.46} \times 91.40 \text{ KN/m}^2$$

### VII-6-3) Calcul à l'ELU

➤ **Evaluation des moments  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$**

On obtient :

$$M_{0x} \times 0.0634 \times 126.34 \times 4^2 \times 128.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} \times 0.494 \times 128.15 \times 63.31 \text{ KN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0.5) aux appuis et (0.85), (0.75) en travée.

➤ **Ferrailage dans le sens x-x**

**Sur appuis**

$$M_{ax} \times 0.5 M_{0x} \times 0.5 \times 128.15 \times 64.075 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{u} \times \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \times \frac{64.075 \mid 10^6}{1000 \mid 270^2 \mid 14.2} \times 0.062 \Phi 0.392 \quad SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\hat{\mu}_u = 0.062 \mid \quad \mu_a = 0.968$$

$$A_{ua} \times \frac{M_{ua}}{s_u d \uparrow_s} \times \frac{64.075 \mid 10^6}{0.968 \mid 270 \mid 348} \times 704.48 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} \times 7.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 6HA14 / ml  $\times 9.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 16 cm

### En travée

$$M_{tx} \times 0.75 M_{0x} \times 0.75 \mid 128.15 \times 96.112 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{u} \times \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \times \frac{96.112 \mid 10^6}{1000 \mid 270^2 \mid 14.20} \times 0.092 \Phi 0.392 \quad SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\hat{\mu}_u = 0.092 \mid \quad \mu_a = 0.952$$

$$A_{ta} \times \frac{M_{ta}}{s_u d \uparrow_s} \times \frac{96.112 \mid 10^6}{0.952 \mid 270 \mid 348} \times 1074.47 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ta} \times 10.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 6HA16 / ml  $\times 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 16 cm

### ➤ Ferrailage dans le sens y-y

#### Sur appuis

$$M_{ay} \times 0.5 M_{0y} \times 0.5 \mid 63.31 \times 31.655 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{u} \times \frac{M_{ay}}{b d^2 f_{bc}} \times \frac{31.655 \mid 10^6}{1000 \mid 270^2 \mid 14.2} \times 0.030 \Phi 0.392 \quad SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\hat{\mu}_u = 0.030 \mid \quad \mu_a = 0.985$$

$$A_{ua} \times \frac{M_{ay}}{s_u d \uparrow_s} \times \frac{31.655 \mid 10^6}{0.985 \mid 270 \mid 348} \times 342.02 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} \times 3.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 6HA10 / ml  $\times 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 16 cm

**En travée**

$$M_{ty} \times 0.85 M_{0Y} \times 0.85 \mid 63.31 \times 53.81 \text{ KN.m}$$

$$\rho_u \times \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \times \frac{53.813 \mid 10^6}{1000 \mid 270^2 \mid 14.2} \times 0.051 \Phi 0.392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\rho_u = 0.051 \mid \rho_s = 0.973$$

$$A_{ut} \times \frac{M_{ut}}{s_u d \rho_s} \times \frac{53.813 \mid 10^6}{0.973 \mid 270 \mid 348} \times 588.61 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} \times 5.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 6 HA12/ml  $\times 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 16 cm

**Remarque**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VIII-6-4) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} \times \Omega \mid b \mid h \mid \frac{3 Z \sqrt{L_x / L_y}}{2} \quad \text{Avec } \Omega = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} \times 0.0008 \mid 100 \mid 30 \mid \frac{3 Z \sqrt{5.4}}{2} \times 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**  $A_{ua}^x \times 9.23 \text{ cm}^2 \mid \Psi A_{\min} \times 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \mid \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y \times 4.71 \text{ cm}^2 \mid \Psi A_{\min} \times 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \mid \text{condition vérifiée}$

**En travée :**  $A_{ua}^x \times 12.06 \text{ cm}^2 \mid \Psi A_{\min} \times 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \mid \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y \times 6.78 \text{ cm}^2 \mid \Psi A_{\min} \times 2.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \mid \text{condition vérifiée}$

**VIII-6-5) Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.2,2 /BAEL91modifiées99)**

$$\tau_u \times \frac{T_u^{\max}}{b \mid d} \mid 0,44 \mid \frac{f_{cj}^{1/2}}{\rho_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

➤ Au milieu de U

$$T_U = \frac{P}{3 \mid L_y} \times \frac{126.34}{3 \mid 5.4} \times 7.79 \text{ kN.}$$

➤ Au milieu de V

$$T_U = \frac{P}{2} \left| \frac{L_y}{\Gamma} \right| \frac{L_x}{L_x} \times \frac{126.34}{2} \left| \frac{5.4}{\Gamma} \right| \times 8.53 \text{ kN.}$$

$$\ddagger_u \times \frac{8.53}{1000} \left| \frac{10^3}{270} \right| \times 0.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_h} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2} = \frac{1}{1.5} \times 0.44 \times \sqrt{25} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\ddagger_u = 0.03 \text{ MPa} < 1.467 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

### VIII-6-6) Espacement des armatures

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ La direction la plus sollicité x-x

$$S_t \leq \min(2h; 25\text{cm})$$

$$S_t \times 16\text{cm} \Phi(60\text{cm}; 25\text{cm}) \text{ Condition vérifiée}$$

➤ La direction perpendiculaire à la plus sollicité y-y

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

$$S_t \times 16\text{cm} \Phi(90\text{cm}; 33\text{cm}) \text{ Condition vérifiée}$$

### VIII-6-7 Calcul à l'ELS (Sens x-x)

$$q_s \times 91.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \times 0.74 & \quad \mu_x \times 0.0634 \\ & \quad \mu_y \times 0.494 \end{aligned}$$

### Evaluation des moments $M_{0x}$ , $M_{0y}$

$$M_{0x} \times \mu_u \left| q_s \right| L_x^2 \times 0.0634 \left| 91.40 \right|^2 \times 92.716 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} \times \mu_y \left| M_u \right| \times 0.494 \left| 92.716 \right| \times 45.801 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

**Sens xx :**

$$M_{sa} \times Z0.5M_{0x} \times Z0.5 \mid 92.716 \times Z46.358 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} \times 0.75M_{0x} \times 0.75 \mid 92.716 \times 69.537 \text{ KN.m}$$

**Sens yy :**

$$M_{sa} \times Z0.5M_{0y} \times Z0.5 \mid 45.801 \times Z22.900 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} \times 0.85M_{0y} \times 0.85 \mid 45.801 \times 38.930 \text{ KN.m}$$

**VIII-6-8) Vérification des contraintes dans le béton**

$$\dots \times \frac{100A_s}{bd} \mid s \mid K$$

$$\dagger_{bc} \times \frac{\dagger_s}{K_1} \quad \dagger_s \times \frac{Ms}{sdA_s}$$

$$\dagger^z \times 0.6f_{c28} \times 15 \text{ MPa}$$

sens	Zone	Ms (KN.m)	A <sub>(ELU)</sub> (cm <sup>2</sup> )	... <sub>1</sub>	1	K <sub>1</sub>	<sub>st</sub>	<sup>-</sup> <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	† <sub>bc</sub>	obs
X-X	Appuis	46.358	9.23	0.341	0.909	39.95	204.64	348	5.12	15	vérifié
	Travée	69.537	12.06	0.446	0.898	34.02	237.80	348	6.99	15	vérifié
Y-Y	Appuis	22.900	4.71	0.174	0.932	58.53	193.21	348	3.30	15	vérifié
	Travée	38.930	6.78	0.251	0.920	47.50	231.15	348	4.86	15	vérifié

**TAB VIII-1**

Les armatures calculées à L' ELU sont suffisant à L'ELS.

**VIII-6-9) Ferrailage du débord**

Les armatures du radier sont supérieur à celle du débord, donc le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres de la dalle au niveau des appuis).

**VII-6-10) Ferrailage des nervures**

**a) Détermination des sollicitations**

**ELU**

$$q_u \times \dagger_m f_{ELU} \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 150.55 \times \frac{7029.16}{290.46} \times 126.34 \text{ KN} / m^2$$

**ELS**

$$q_s \times \dagger_m \dagger_{ELS} \dagger_Z \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 115.61 \dagger_Z \frac{7029.16}{290.46} \times 91.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Remarque**

- ) Le rapport  $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- ) Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- ) Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $M_m$ ) et le même effort tranchant ( $T_t$ ) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } M_m = I_x \left( 0.5 - \frac{p^2}{6} \right) \\ \text{Effort tranchant : } T_t = I_x \left( 0.5 - \frac{p^2}{4} \right) \end{array} \right\} \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } M_m = 0.333 \times I_x \\ \text{Effort tranchant : } T_t = 0.25 \times I_x \end{array} \right\} \text{ pour une charge triangulaire}$$

- ) Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Robot BAT

**Nervure centrale (file 2) pour le sens x-x et (file B) pour le sens y-y.**

**Sens x-x**

Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci.

Sens X-X :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly		harges	lm	lt	qu	qs	Q <sub>um</sub>	Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	Q <sub>st</sub>
A-B	1	3.05	4.00	0.76	Trapézoïdale	1.23	0.95	126.34	91.40	155.39	323.42	113.42	234.98	120.02	246.36	86.83	178.23
	2	4.00	5.40	0.74	Triangulaire	1.33	1	126.34	91.40	168.03		121.56		126.34		91.40	
B-C	1	3.05	3.50	0.87	Trapézoïdale	1.14	0.86	126.34	91.40	144.02	291.83	104.19	211.12	108.65	219.82	78.60	159.03
	2	3.50	4.60	0.76	Triangulaire	1.17	0.88	126.34	91.40	147.81		106.93		111.17		80.43	
C-D	1	3.05	3.50	0.87	Trapézoïdale	1.14	0.86	126.34	91.40	144.02	291.83	104.19	211.12	108.65	219.82	78.60	159.03
	2	3.50	4.60	0.76	Triangulaire	1.17	0.88	126.34	91.40	147.81		106.93		111.17		80.43	
D-E	1	3.05	3.40	0.90	Trapézoïdale	1.25	0.84	126.34	91.40	157.92	300.68	114.25	217.53	106.12	213.5	76.77	154.46
	2	3.40	4.60	0.74	Triangulaire	1.13	0.85	126.34	91.40	142.76		103.28		107.38		77.69	
E-F	1	3.05	3.50	0.87	Trapézoïdale	1.14	0.86	126.34	91.40	144.02	291.83	104.19	211.12	108.65	219.82	78.60	159.03
	2	3.50	4.60	0.76	Triangulaire	1.17	0.88	126.34	91.40	147.81		106.93		111.17		80.43	
F-G	1	3.05	3.30	0.92	Trapézoïdale	1.09	0.82	126.34	91.40	137.71	276.68	99.62	200.16	103.59	208.45	74.94	150.80
	2	3.30	4.60	0.72	Triangulaire	1.10	0.83	126.34	91.40	138.97		100.54		104.86		75.86	

TAB VIII-2

Sens Y-Y :

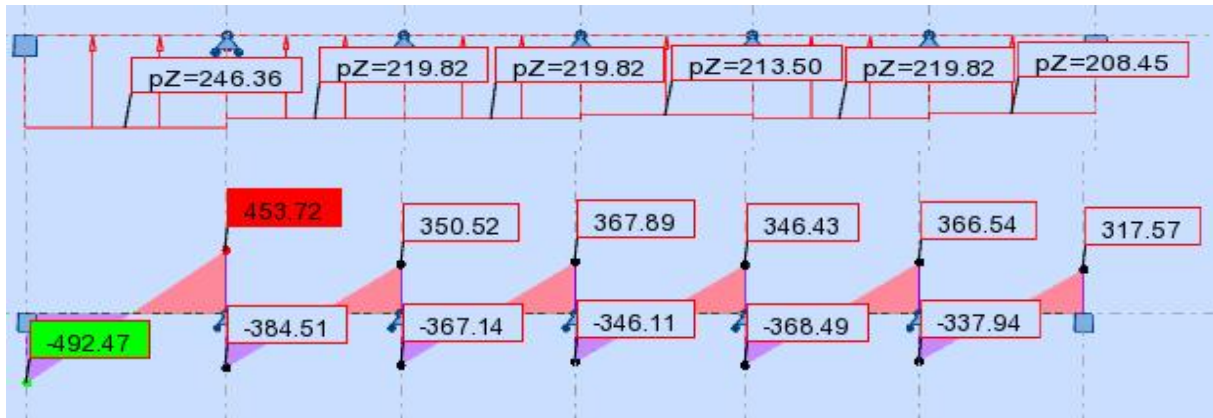
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly		harge	lm	lt	qu	qs	Q <sub>um</sub>	Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	Q <sub>st</sub>
A-B	1	3.5	3.85	0.91	Trapézoïdale	1.27	0.95	126.34	91.40	160.45	322.16	116.07	233.06	120.02	241.30	86.83	174.57
	2	3.85	4	0.96	Triangulaire	1.28	0.96	126.34	91.40	161.71		116.99		121.28		87.74	
B-C	1	3.05	3.5	0.87	Triangulaire	1.02	0.76	126.34	91.40	128.86	257.72	93.22	186.44	96.01	192.02	69.46	138.92
	2	3.05	4	0.76	Triangulaire	1.02	0.76	126.34	91.40	128.86		93.22		96.01		69.46	
C-D	1	3.5	4.6	0.76	Trapézoïdale	1.41	1.09	126.34	91.40	178.13	367.64	128.87	265.97	137.71	280.47	99.62	202.90
	2	4	4.6	0.87	Trapézoïdale	1.50	1.13	126.34	91.40	189.51		137.10		142.76		103.28	

TAB VIII-3

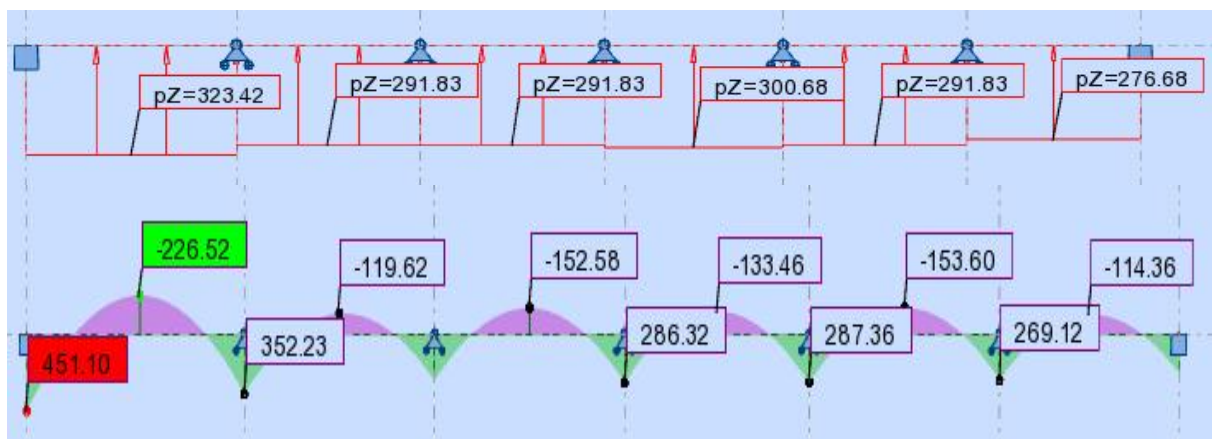
**b) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants**

➤ Sens x-x

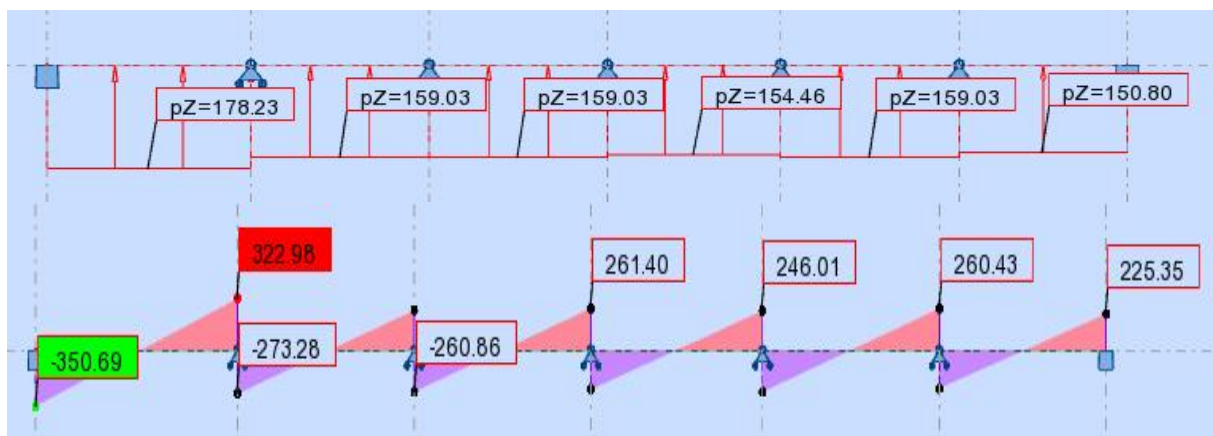
❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**



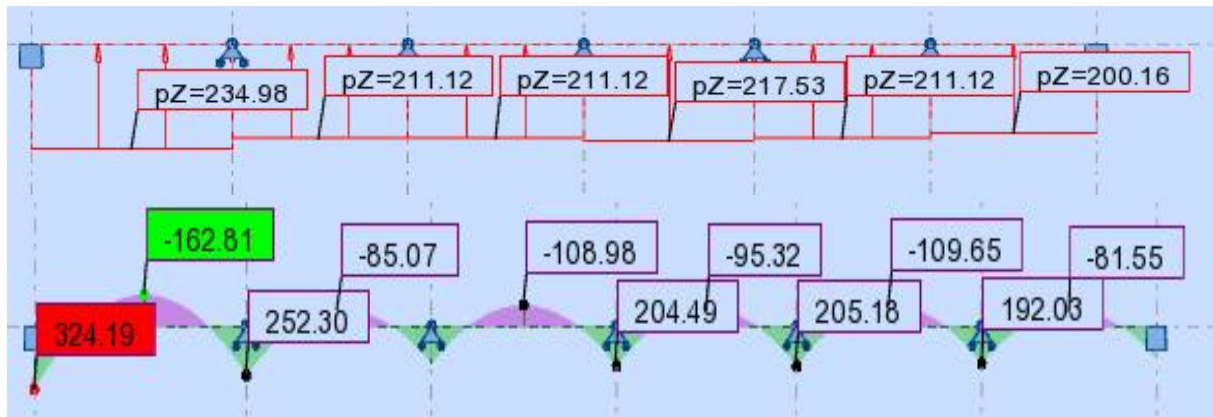
❖ **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**



❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

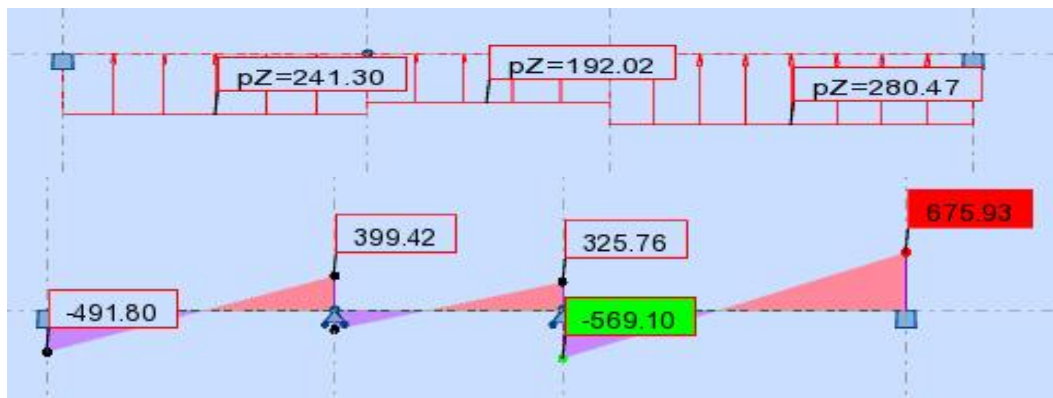


❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

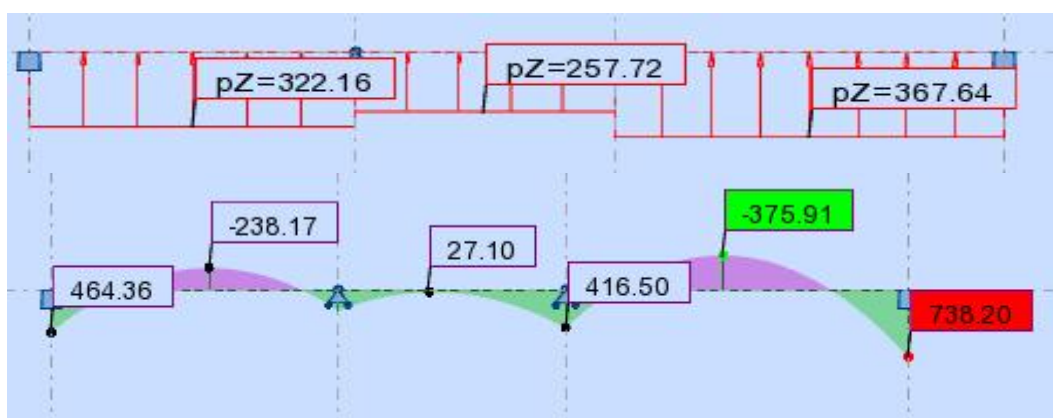


➤ Sens y-y

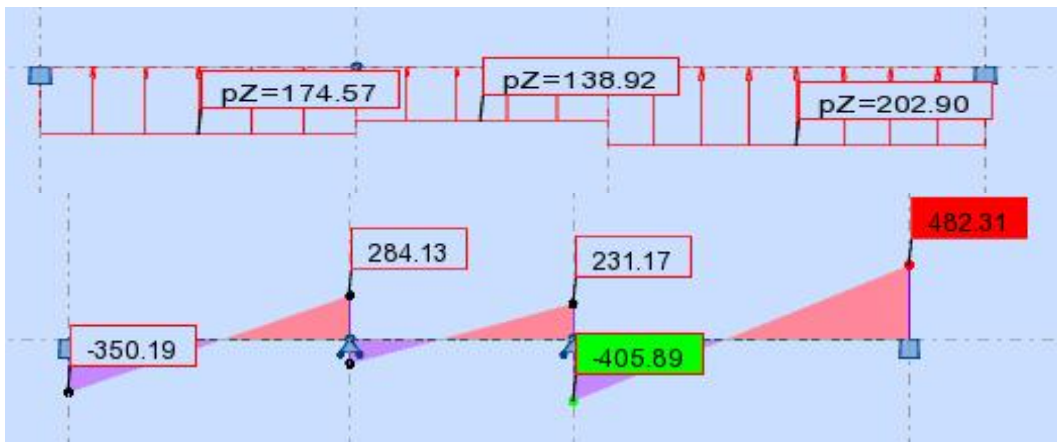
❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



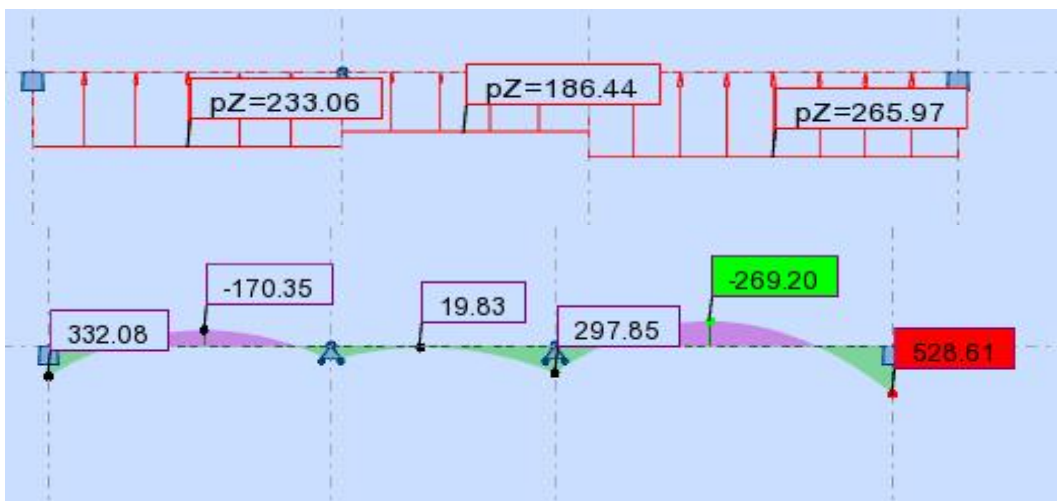
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



VIII-6-11) Calcul du ferrailage des nervures

$b=50\text{ cm}$     $h=80\text{ cm}$     $d=77\text{ cm}$     $f_{bu}=14,2\text{ MPa}$     $\sigma_{st}=348\text{ MPa}$

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a\text{ max}}$ (KN.m)	4 51.10	324.19	738.20	528.61
$M_{t\text{ max}}$ (KN.m)	-226.52	-162.81	-375.91	-269.20
$T_{\text{max}}$ (KN)	-492.47	-350.69	675.93	482.31

**TAB VIII-4**

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\beta$	Section	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{sc}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
xx	Appuis	451.10	0.107	0.943	SSA	17.85	/	5HA16filante +5HA16chap = 20.1cm <sup>2</sup>
	Travée	226.52	0.053	0.972	SSA	8.69	/	5HA16 filante =10.05cm <sup>2</sup>
yy	Appuis	738.20	0.175	0.902	SSA	30.54	/	5HA16filante +(5HA16+5HA20)chap = 35.8cm <sup>2</sup>
	travée	375.91	0.089	0.953	SSA	14.72	/	5HA16 filante + 5HA12 chap = 15.7cm <sup>2</sup>

TAB VIII-5

**Remarque**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35 \text{cm}^2$$

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08cm<sup>2</sup> comme armature de peau.

**a) Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4.64 \text{cm}^2$$

➤ **Sens x-x**

-En appuis :  $A_a = 20.1 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2$  Condition vérifiée

-En travée :  $A_t = 10.05 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2$  Condition vérifiée

➤ **Sens y-y**

-En appuis :  $A_a = 35.8 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2$  Condition vérifiée

-En travée :  $A_t = 15.7 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2$  Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

$$T_u^{\max} = -492.47 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{492.47 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

$$T_u^{\max} = 675.93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{675.93 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{-492.47 + \frac{451.10 \times 10^2}{0.9 \times 77}}{34.8} = 4.55 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 20.1 \text{ cm}^2 \quad A_u = 4.55 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4b \times 0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 0,5 \times 0,77 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 2310 \text{ kN} > 492,47 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{-675.93 + \frac{738.20 \times 10^2}{0.9 \times 77}}{34.8} = 11.18 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 35.8 \text{ cm}^2 \quad A_u = 11.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4b \times 0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 0,5 \times 0,77 \times \frac{25}{1,5} = 2310 \text{ kN} > 675,93 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (Art A.6.1,3/BAEL91modifiées 99).

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

➤ **Sens x-x**

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times w = 10 \times 3.14 \times 1.6 = 50.24 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{492.47 \times 10^3}{0.9 \times 770 \times 502.4} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens y-y**

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times w = 10 \times 3.14 \times 1.6 + 5 \times 3.14 \times 2 = 81.64 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{675.93 \times 10^3}{0.9 \times 770 \times 816.4} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

#### • Calcul des armatures transversales

##### ➤ Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1m}}{3} = \frac{2}{3} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{Soit : } w = 10 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 10

Donc nous adoptons : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

##### ➤ Calcul des espacements des barres transversales (Art. A.5.1,22 / BAEL91)

En zone nodale :

$$S_t \leq m \left\{ \frac{h}{4}; 1 \phi_{1m} \right\} = m \left\{ \frac{8}{4}; 1 \times 2 \right\} = m \{ 2 ; 2 \} = 2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 1$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4 \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales**

**En zone nodale :**  $A_{tmin} = 3‰ S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

**En zone courante :**  $A_{tmin} = 3‰ S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$ .

**b) Vérification à L'ELS**

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

La contrainte de traction des armatures est :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_{te}}{y_s} \right\} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a  $\bar{f}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants

$b=50 \text{ cm}$        $d=77 \text{ cm}$        $f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$        $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

Sens	Zone	$M_s$	$A_{(ELU)}$	$\dots_1$	$1$	$K_1$	$_{st}$	$_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{f}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	324.19	20.1	0.522	0.892	31.30	242.99	348	7.76	15	vérifié
	Travée	162.81	10.05	0.261	0.919	46.73	228.93	348	4.89	15	vérifié
y-y	Appuis	528.61	35.8	0.929	0.864	21.76	221.94	348	10.19	15	vérifié
	Travée	269.20	15.7	0.407	0.902	36.02	246.87	348	6.85	15	vérifié

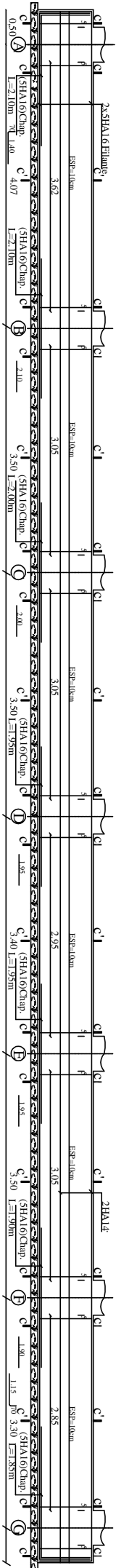
**TAB VIII-6**

Les armatures calculer à L'ELU sont suffisant à L'ELS.

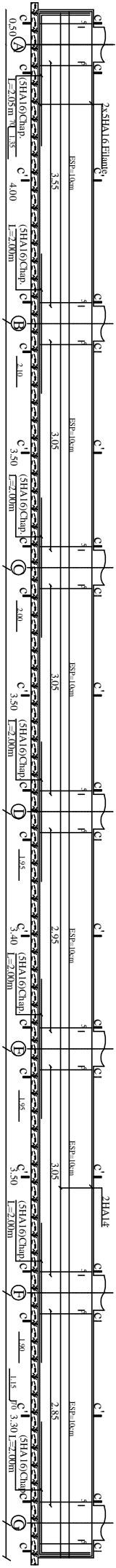


**COFFRAGE & FERRAILLAGE DES NERVURE NIV ±0.00:**  
**SENS LONGITUDINALE NIV ±0.00:**

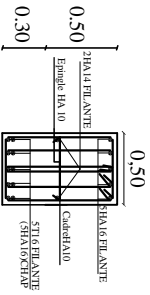
AXE 1: Niv ±0.00



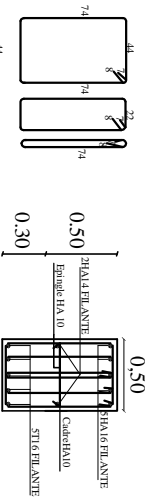
AXE 2: 3.4: Niv ±0.00



*coupe c-c':*



*coupe c'-c':*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAAMER TI-OUZOU  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

**PROJET:**

Etude d'un bâtiment  
 (R+5+ un étage) à  
 usage multiple

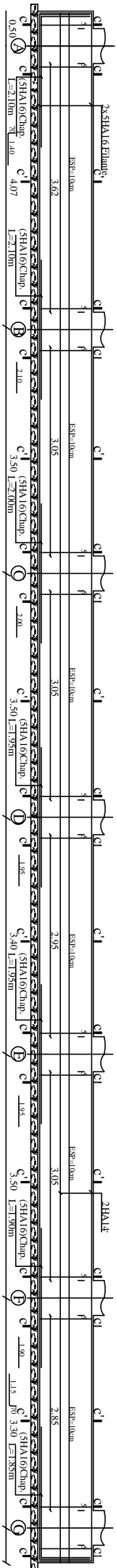
Plan de ferrailage des  
 Nervures longitudinale  
 Niv. ±0.00

2023/2024  
 Travaux dirigés  
 M. ATT'YALIB MAMMASHI

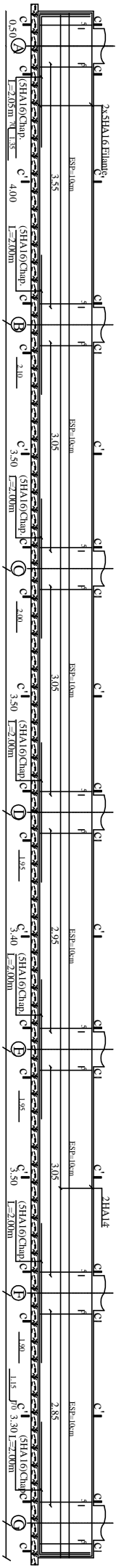
Dirigé par:  
 M. KIBRAH

**COFFRAGE & FERRAILLAGE DES NERVURE NIV ±0.00:**  
**SENS LONGITUDINALE NIV ±0.00:**

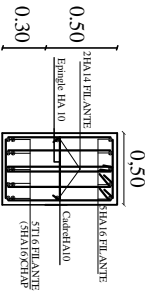
AXE 1: Niv ±0.00



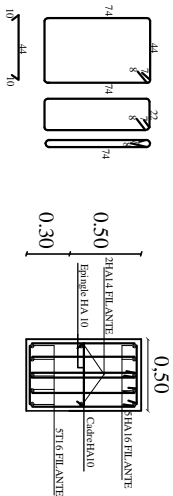
AXE 2,3,4: Niv ±0.00



coupe c-c':



coupe c'-c':



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAAMER TI-OUZOU  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

**PROJET:**  
 Etude d'un bâtiment  
 (R+5+ un étage) à  
 usage multiple

Plan de ferrailage des  
 Nervures longitudinale  
 Niv. ±0.00

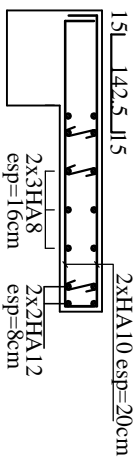
DATE DE LIVRAISON	Travaux par le Prof. M. ATT'YALIB MAMMERI	Dessiné par: M. KIBRAIL
----------------------	---	----------------------------



**Coffrage & ferrailage du**

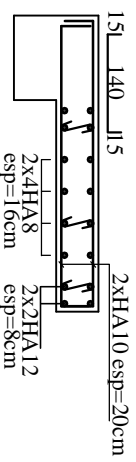
**voile type VL1, L=1.20m. EP=20cm**

**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



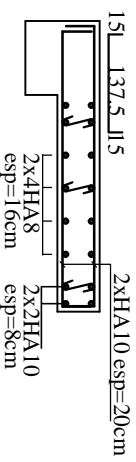
(A)

**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



(A)

**Zone III niv +26.01 jusqu'au+32.13**

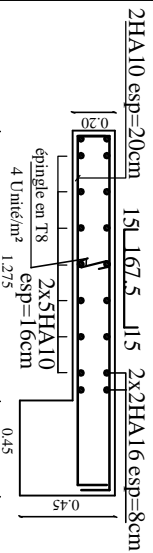


(A)

**Coffrage & ferrailage du**

**voile type VL5, VL6, L=1.50m. EP=20cm**

**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**

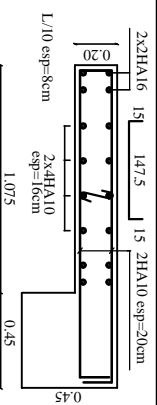


(C)

**Coffrage & ferrailage du**

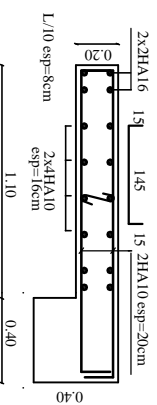
**voile type VL2, L=1.30m. EP=20cm**

**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



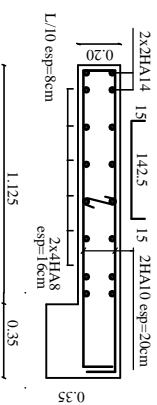
(G)

**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



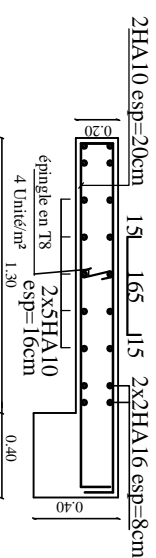
(G)

**Zone III niv +26.01 jusqu'au+32.13**



(G)

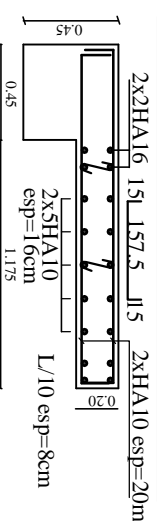
**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



(C)

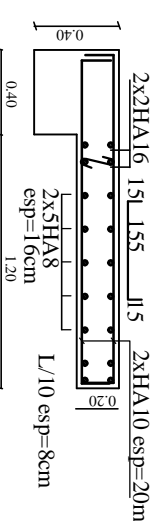
**voile type VL3, VL4, L=1.40m. EP=20cm**

**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



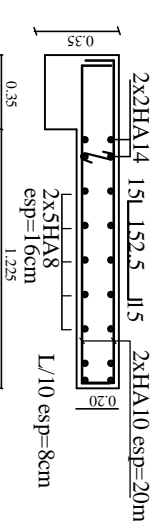
(B)

**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



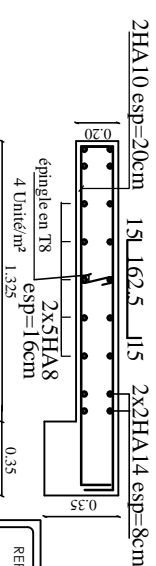
(B)

**Zone III niv +26.01 jusqu'au+35.19**



(B)

**Zone III niv +26.01 jusqu'au+35.19**



(C)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université Mouloud MAMMERITZOUZOU  
Faculté de génie de la construction  
Département de génie civil

**PROJET:**

Etude d'un bâtiment  
(R+9, un ´trique)    
usage multiple

Plan de ferrailage des  
Voiles Longitudinales  
Niv +0.00 Jusqu'à 35.19m

2017/2018  
Elabore par:  
M. AZZI Azziz  
M. ATT TALEB Mounissah

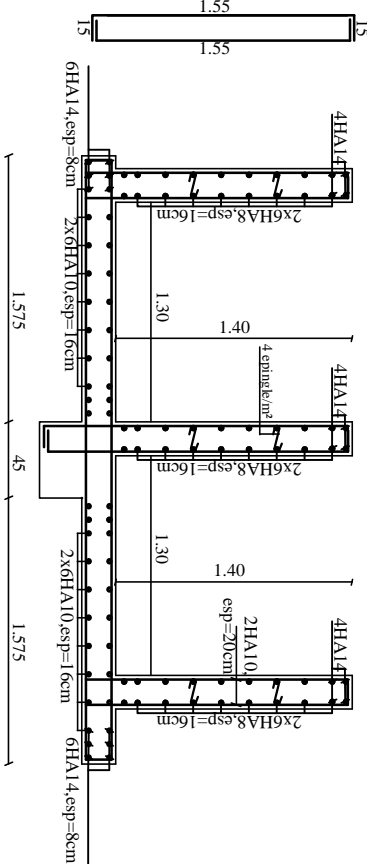
Dirigé par:  
M. KHRELLA

**Coffrage & ferrailage du**

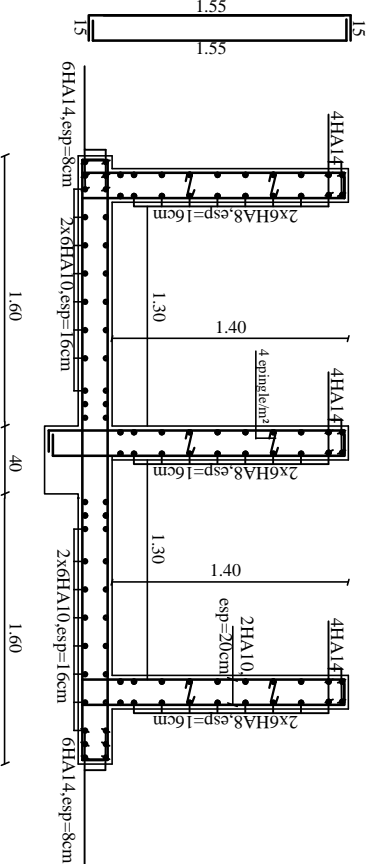
**voile type VT1, VL3, VL4, L=1.50m, EP=20cm**

**VL7, VL8= 1.80m EP=20cm**

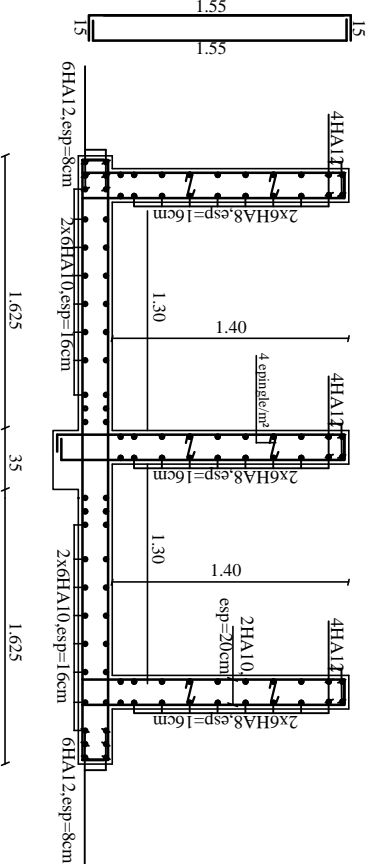
**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



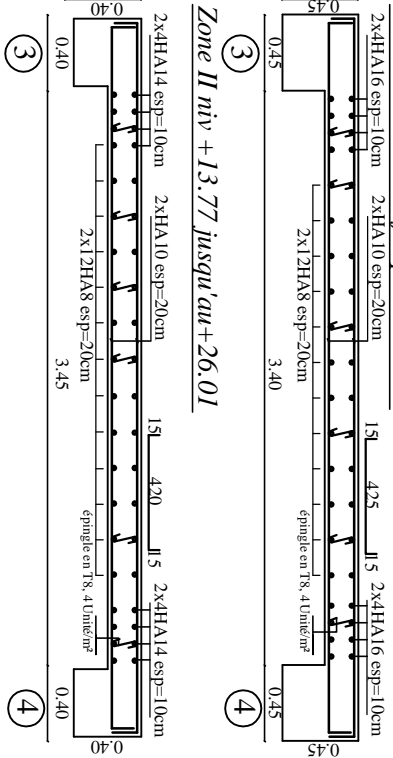
**Zone III niv +26.01 jusqu'au+37.69**



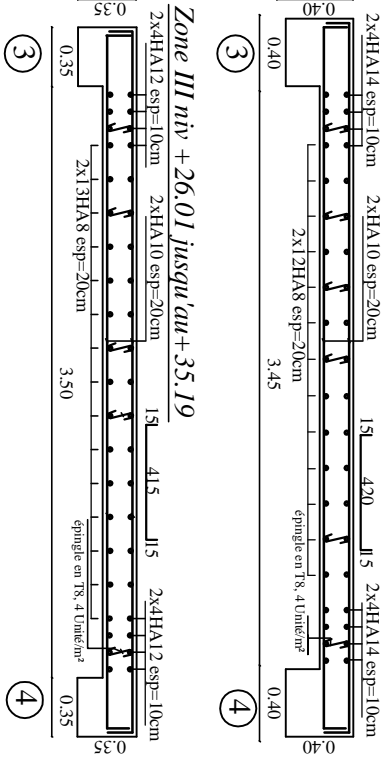
**Coffrage & ferrailage du**

**voile type VT2, VT6, L=3.85m, EP=20cm**

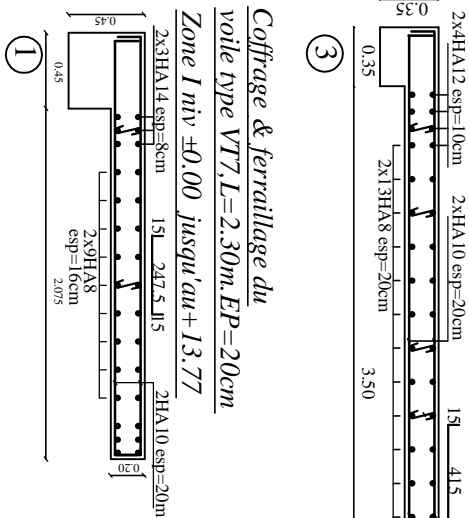
**Zone I : niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



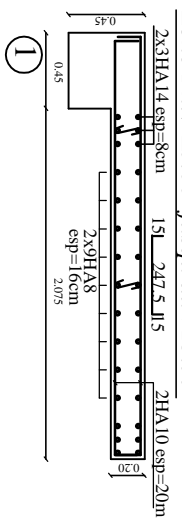
**Zone III niv +26.01 jusqu'au+35.19**



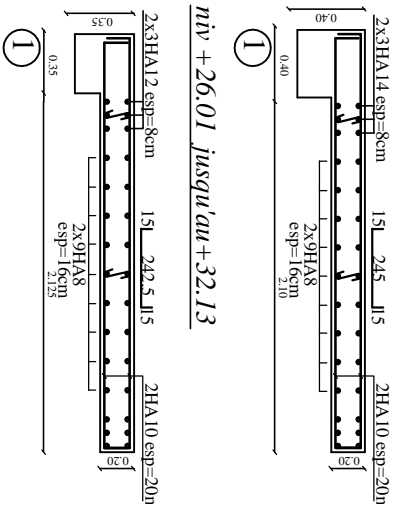
**Coffrage & ferrailage du**

**voile type VT7, L=2.30m, EP=20cm**

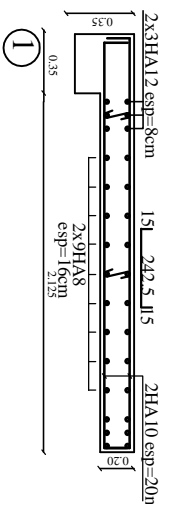
**Zone I niv ±0.00 jusqu'au+13.77**



**Zone II niv +13.77 jusqu'au+26.01**



**niv +26.01 jusqu'au+32.13**

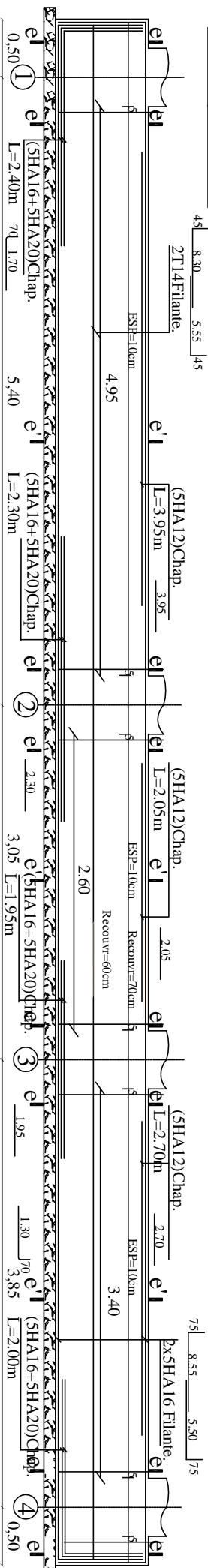


<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE          Université MOULOUD MAMMERTI-TOUOU          Faculté de génie de la construction          Département de génie civil</p>		
<p><b>PROJET:</b>          Etude d'un bâtiment          (R+5+ un attique) à          usage multiple</p>	<p>Plan ferrailage des Voiles          Transversales          Niv +0.00 Jusqu'à 37.69m</p>	<p>Préparé par:          Mr. KHELIL</p>
<p>Dirigeant:          Mr. AZZI Aziz</p>	<p>Enlève par:          Mr. AIT TALEB Massiniss</p>	

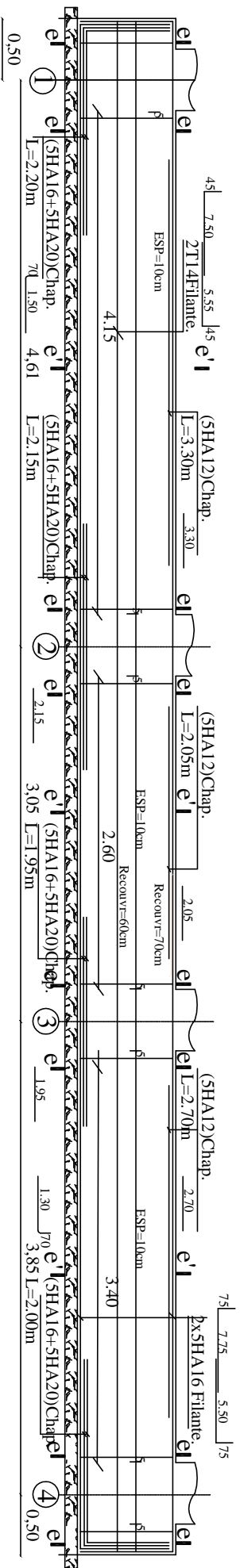
# COFFRAGE & FERRAILLAGE DES NERVURE NIV ±0.00:

## SENS TRANSVERSALE NIV ±0.00:

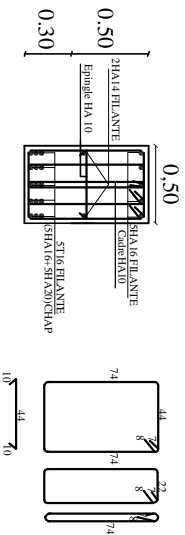
AXE A: Niv ±0.00



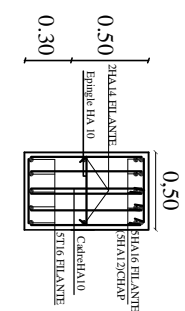
AXE B,C,D,E,F,G: Niv ±0.00



coupe e-e':



coupe e'-e':



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAMMERTI-ZOUOU  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

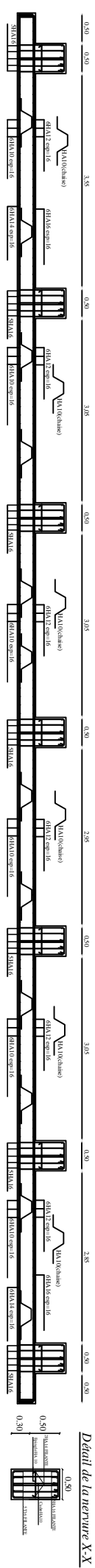
**PROJET:**  
 Etude d'un bâtiment  
 (R+9+ un attique) à  
 usage multiple

Plan de ferrailage des  
 Nervures transversale  
 Niv +0.00

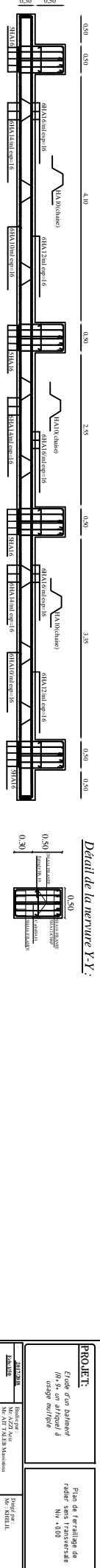
2017/2018	Etude par:	Dirigé par:
ECH1/50	M: AZZI Aziz	M: KHELIL
	M: AIT TALEB Massinissa	



Seus Longitudinale X-X:



-Coffrage et ferrillage de radier:-  
Seus transversal Y-Y



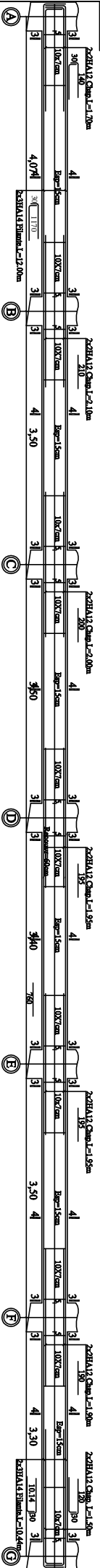
Detail de la nervure Y-Y:

Detail de la nervure X-X:

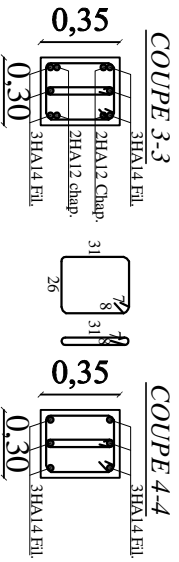
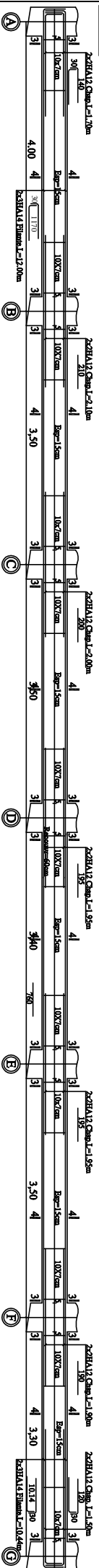
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERITJ-OUZOU FACULTE DES GENES DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DES GENES CIVILS	
<b>PROJET:</b> Etude d'un bâtiment N° 25 en attique à usage mixte	Plan de ferrillage de radier sans transverse N° : 000
MAJAZA M. AFT. M. MAJAZA	MAJAZA M. AFT. M. MAJAZA

-Ferrailage des poutres secondaires zone I.-

-AXE 1:-



-AXE 2:-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAMMERRI TIZ-OUZOU  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

**PROJET:**

*Etude d'un bâtiment  
 (R+9+ un attique) à  
 usage multiple*

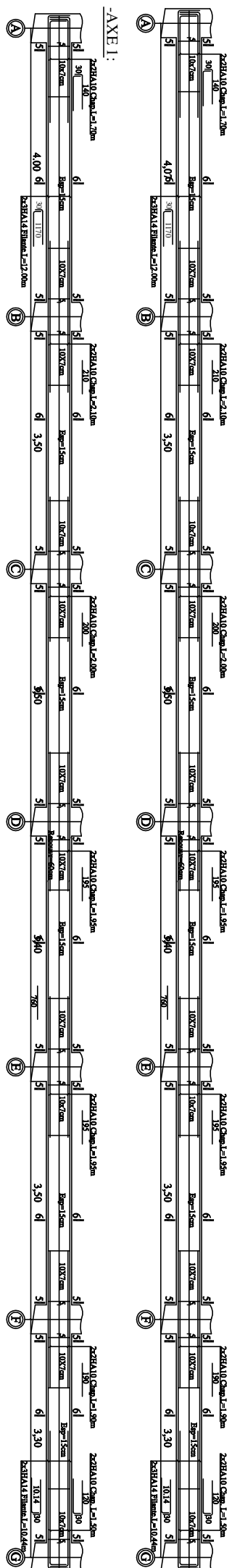
Plan de ferrailage des  
 Poutres secondaires  
 Zone I

2017/2018  
 Etabli par :  
 M. AZZI Adz  
 M. AIT TALEB Massinssa

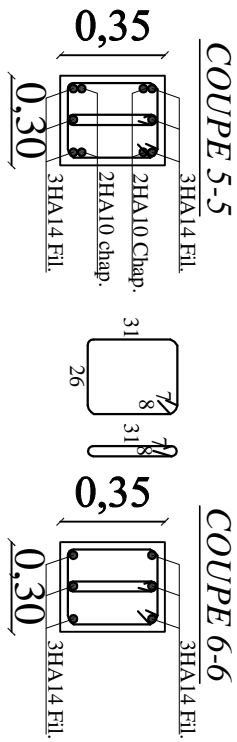
Dirigé par :  
 M. KHEIL  
 M. KHEIL

-Ferrailage des poutres secondaires zone I, II :

-AXE I :



-AXE II :



REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
<b>PROJET :</b> Etude d'un bâtiment (R+2x, un étage) à usage multiple		Plan de ferrailage des Poutres secondaires Zone II, III
ZAHOUANE Encadré par : M. ATTIAH BOUSSISSA	Encadré par : M. KHEILIL	Dirigé par : M. KHEILIL

## Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul) comme exemple nous citerons le logiciel ROBOT que nous avons appris appliquer durant la réalisation de ce projet.

IL est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bon ingénieurs et que seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux promotions à venir.

## Bibliographie

- J Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- J Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- J Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- J Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- J Cour de DDS,RDM, MDS, bâtiment et de béton des années précédentes.
- J Formulaire du béton arme de Victor DAVIDOVICI
- J Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2016.
- J Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- J Logiciel de ferrailage SOCOTEC.