

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri - Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



## Mémoire de fin d'Etudes

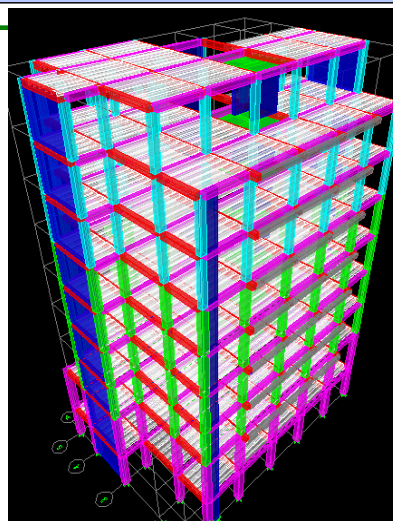
En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel en  
Génie civil

Option : Constructions civiles et industrielles

## Thème

Etude d'une structure (R+7+sous-sol) à  
usage d'habitation et commercial assuré  
par un contreventement mixte

Encadré par :  
M<sup>me</sup> : KHELOULF



Réalisé par :  
Mr : AIT OUARAB

TARIK

Promotion: 2017/2018

## *Remerciements*

*« Remercier est le début d'une sagesse. En remerciant, on désavoue à la fois l'ignorance et l'arrogance. »*

*DONACHY LADOUCEUR*

*Je loue le seigneur de m'avoir emmené vers ce jour, que j'ai longtemps attendu, afin de franchir une étape importante dans ma vie, et je profite pour remercier ma promotrice*

*Mme : KHELOUI-TAUCHE Fatma, qui m'a remarquablement soutenue et aidée, l'ensemble des membres du jury Mme : SAIB et Mme : MOUBARAK, sans oublier de rendre un grand hommage à tous les enseignants du département qui ont fournis de grands efforts lors de notre formation académique.*

*Je remercie vivement mon père, ma mère, mes frères, ma sœur, mes nièces et neveux, ma belle-sœur, et toute la grande famille AIT OUARAB.*

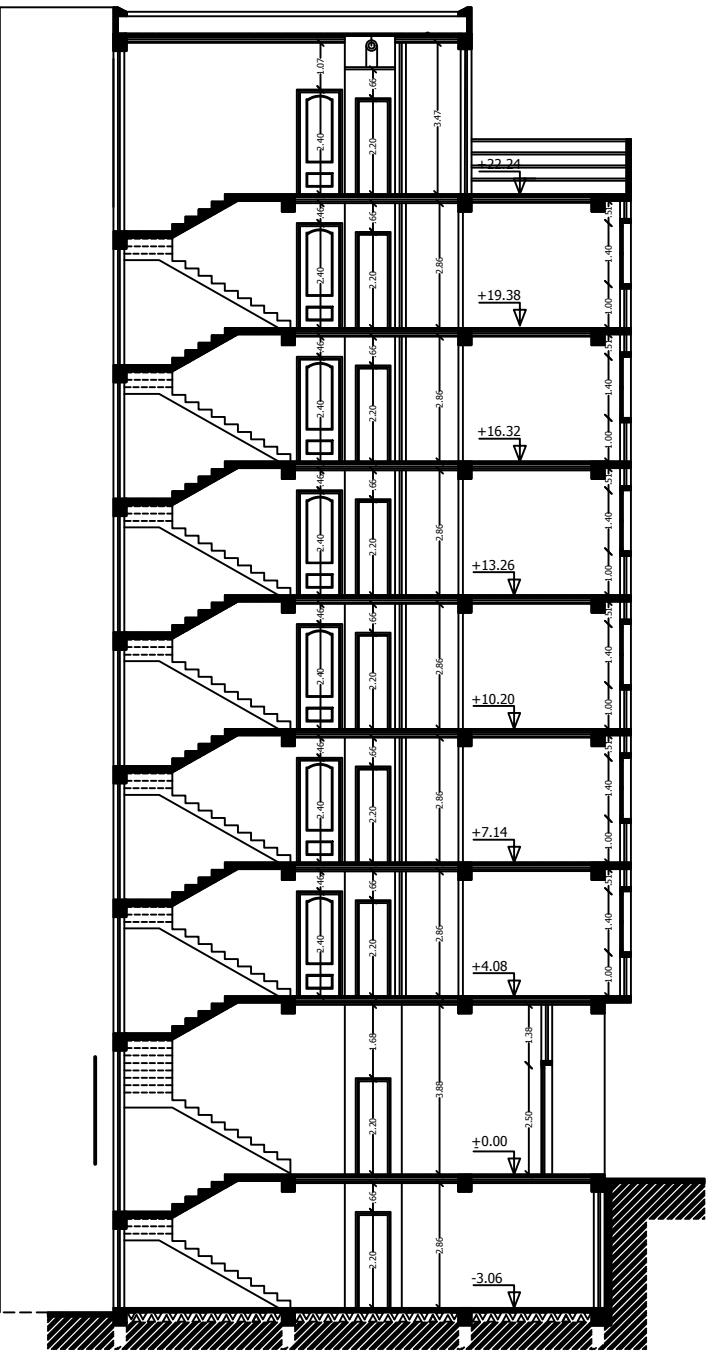
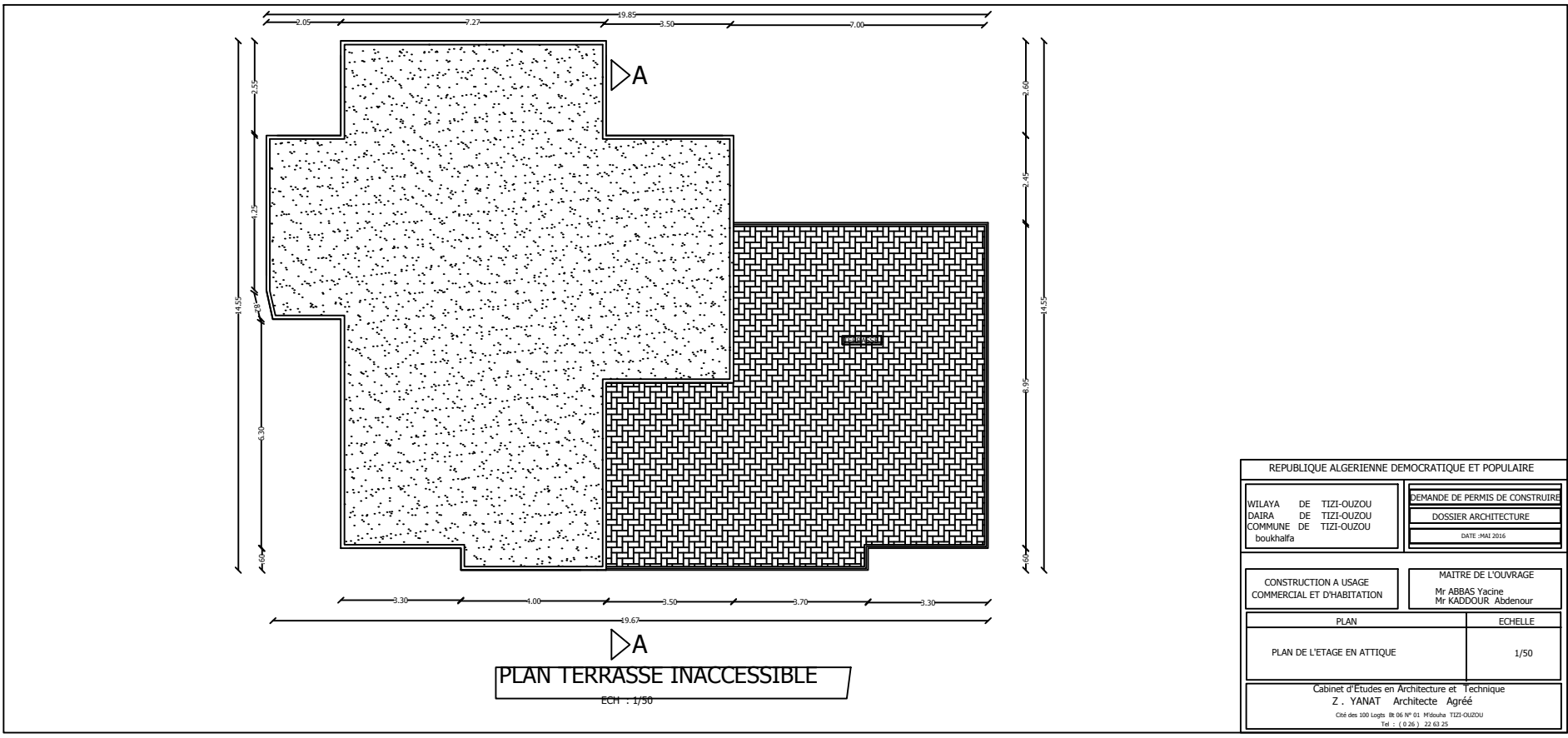
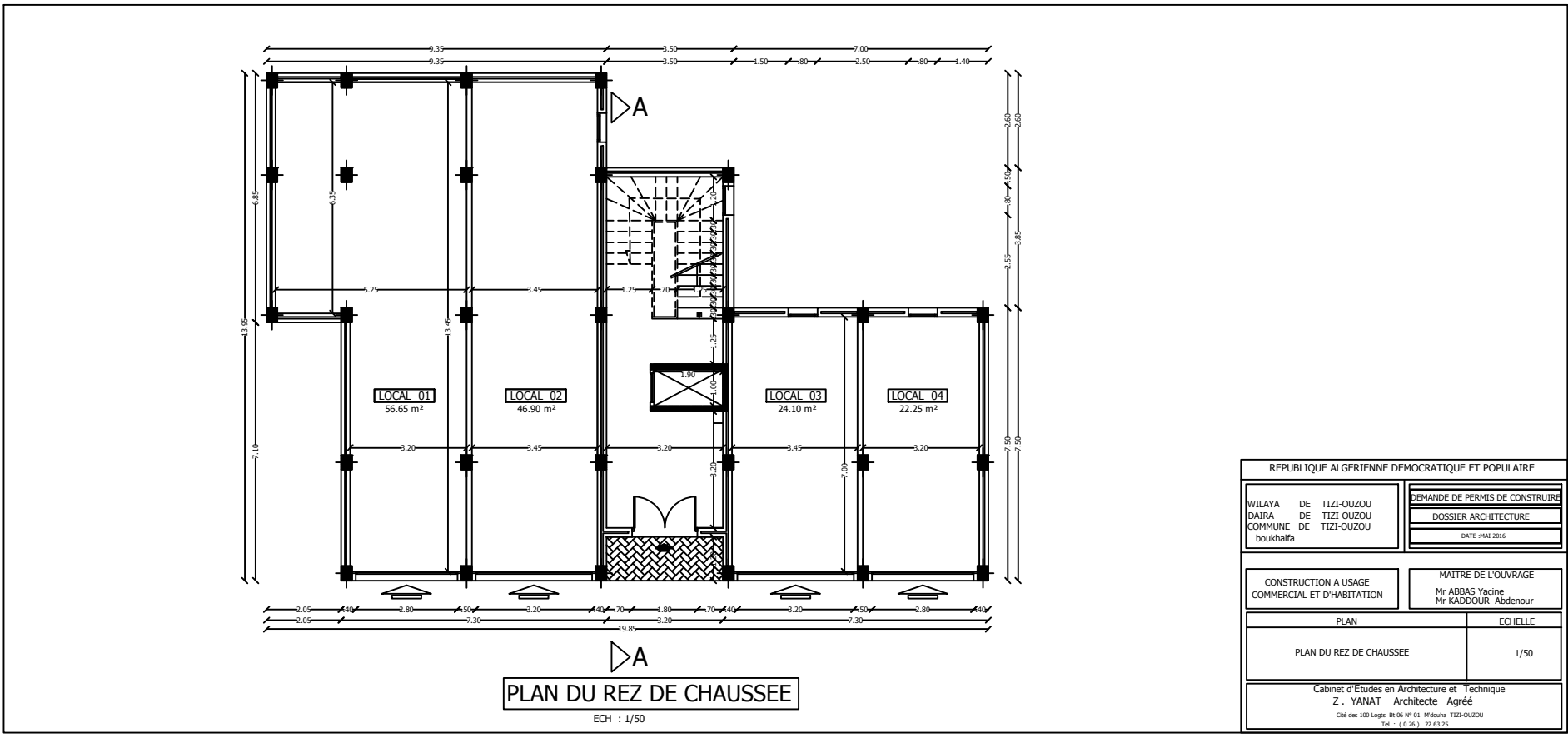
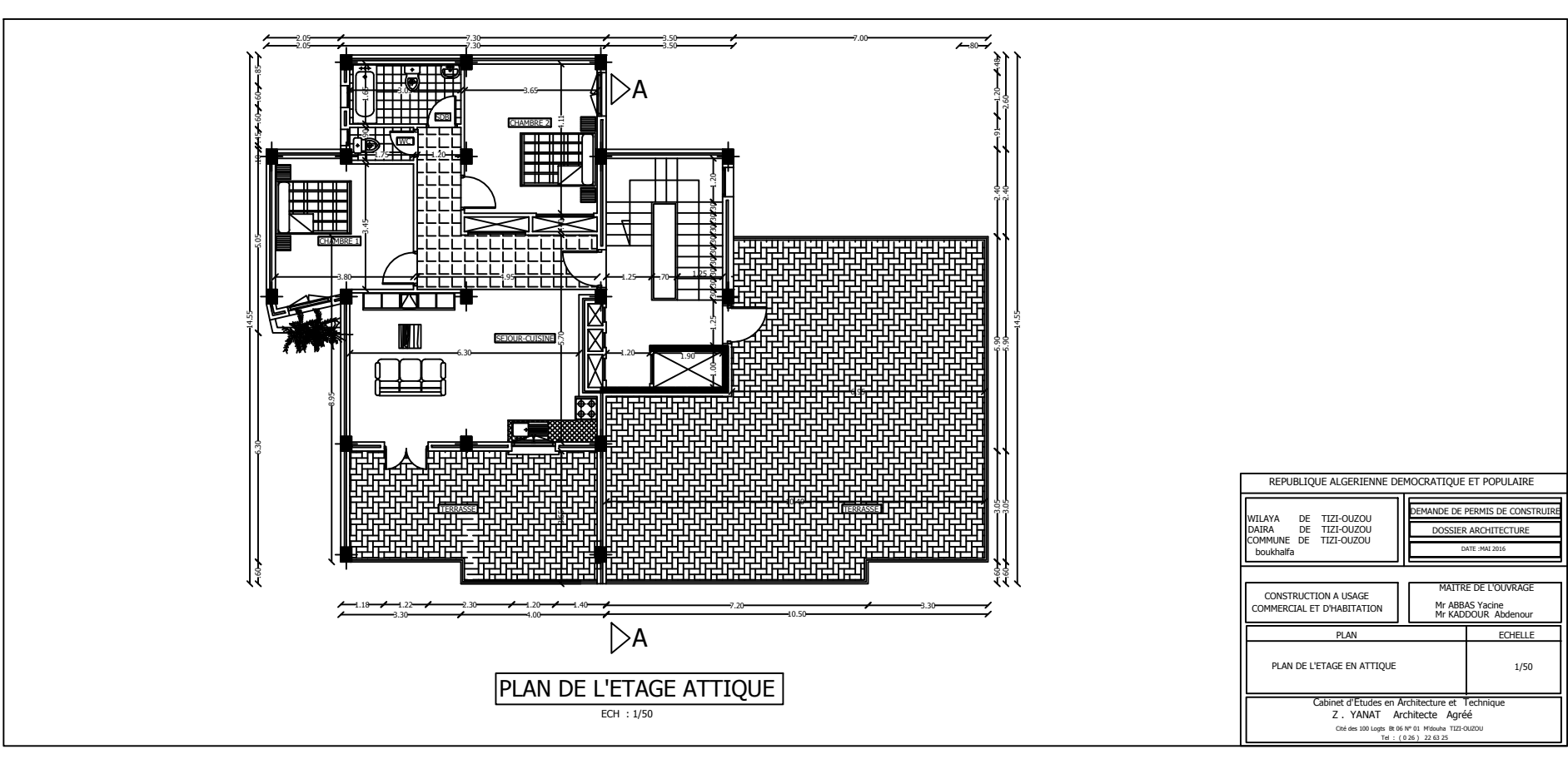
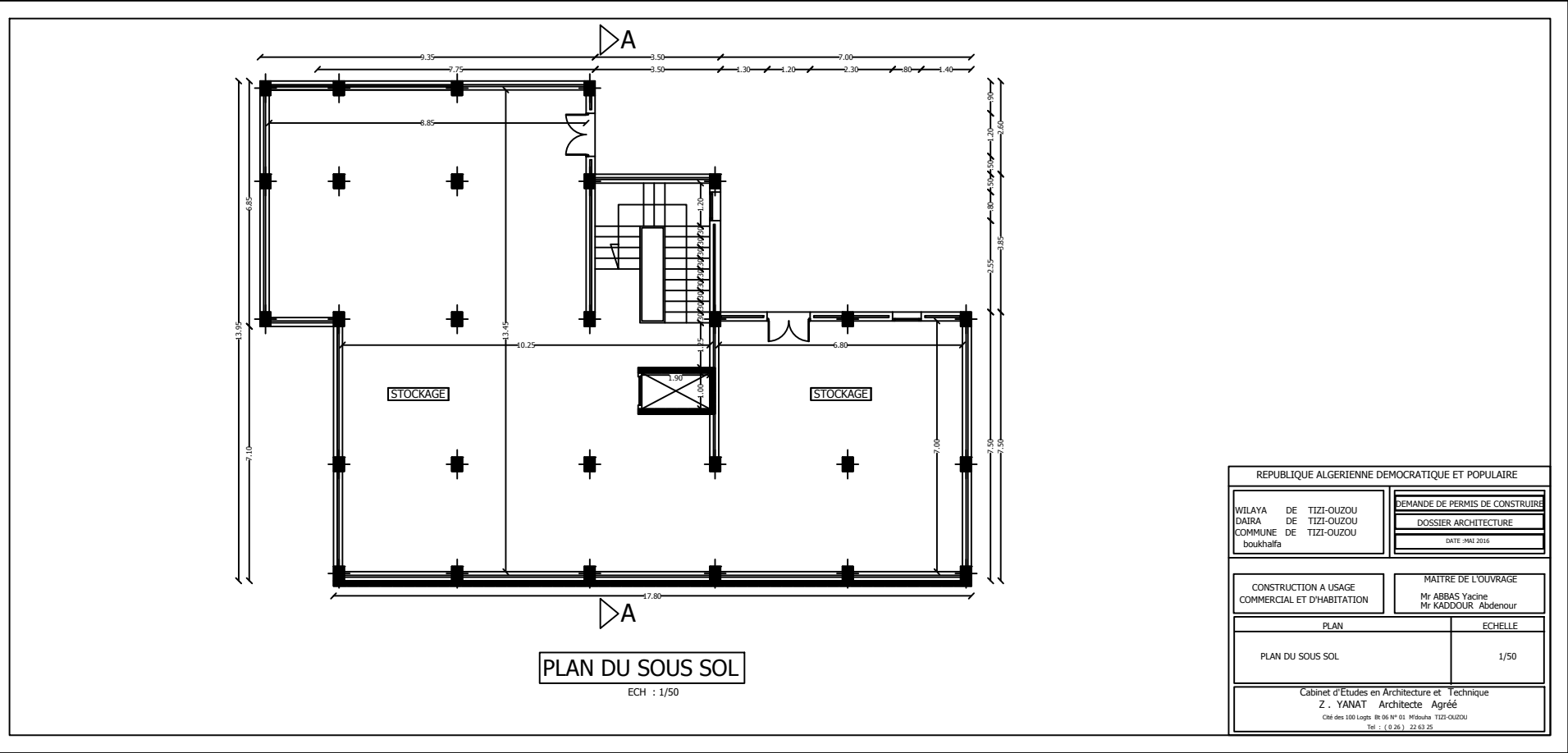
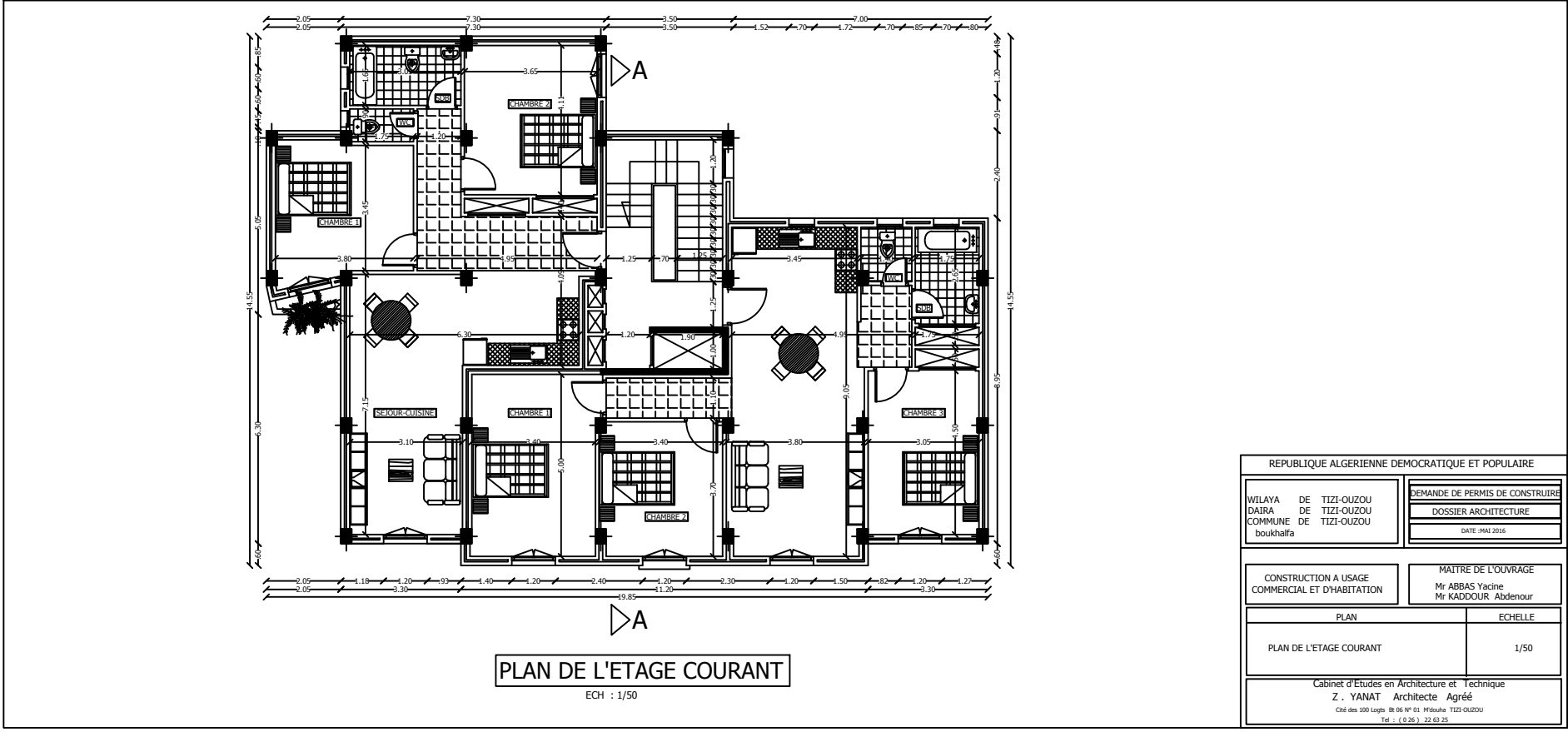
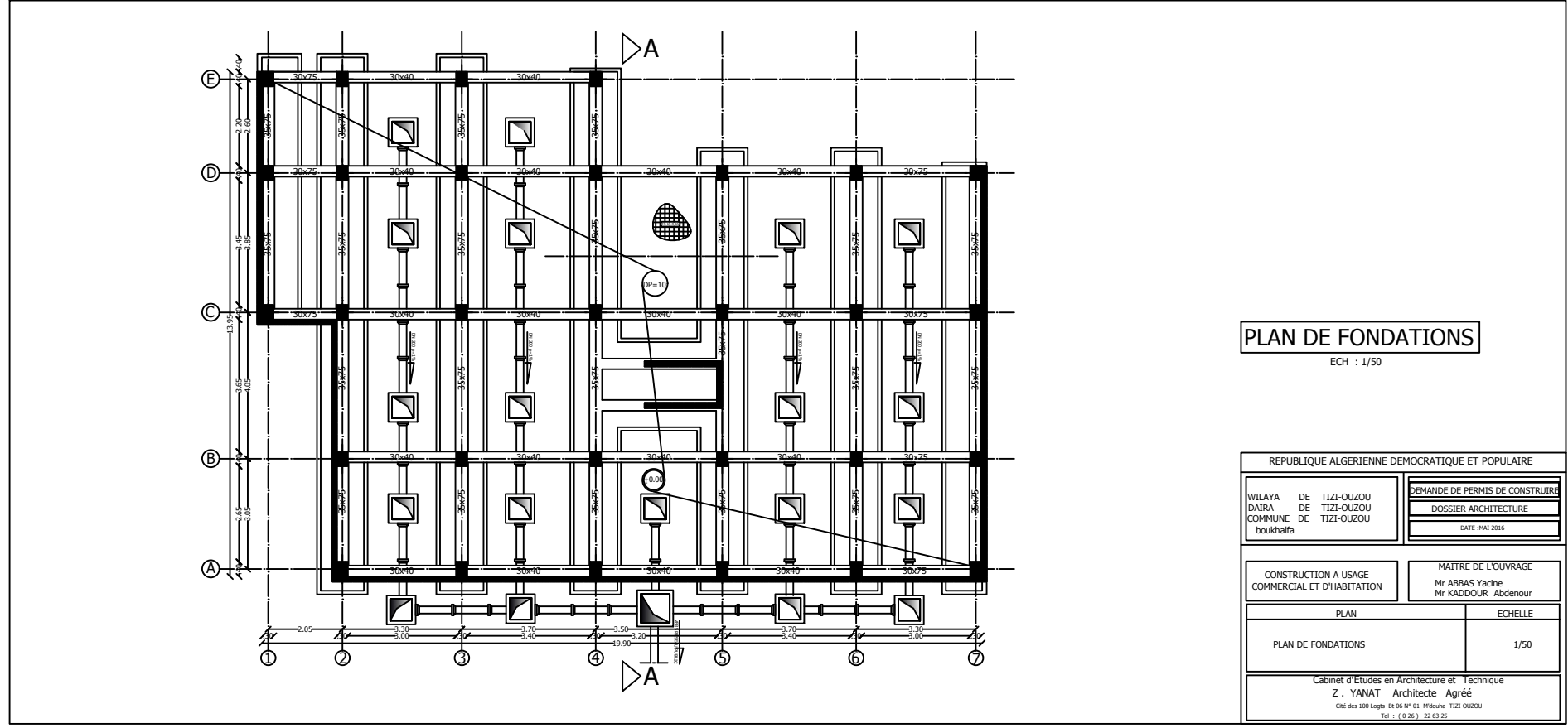
*« Parfois un simple merci ; ne suffit pas pour exprimer notre gratitude »*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail de recherche a mes  
chère père Mr : AIT OUARAB Rachid, ma chère maman  
Mme : AIT OUARAB Djouher née AIT SAIB, ma grande sœur :  
FIFI « FITOUCHE » son époux Mr : ONSLI Samir, et leurs  
enfants Célin et Axel, mes chères frères : « MOUMOUH et sa  
femme SABRINA, sans oublier RAKIM » je remercie ma cousine  
MASSIVA qui m'a fortement aidés et soutenu, hommage a ton  
défunt père « paix a son âme « Mr : AIT OUARAB Lamara » et  
toute la grande famille « AIT OUARAB »*

*Je dédie aussi ce modeste travail a tout mes  
amis « es » notamment Mr : FEDDAOUI Massinissa, Mr : SAHEB  
Lotfi, Mr : BOUNEB Nabil, Mr : OULD TAHAR Said, Mr : SAIGH  
Fawzi et SALIM, Mr : MOHAND OUSSAID Abdellali, Mr :  
HAMADACHE Abdelhek, et sans oublier les adorables :  
LIZA, SABRINA, OUARDA, SAMAH et DALILA.*

*Sans oublier tout ceux qui ont contribué a l'achèvement de ce  
travail, de prés ou de loin.*



COUPE AA

| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE                                                                                                   |    |           |                                                      |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|-----------|------------------------------------------------------|
| WILAYA                                                                                                                                            | DE | TIZ-OUZOU | DOMAINE DE PERMIS DE CONSTRUCTION                    |
| DARBA                                                                                                                                             | DE | TIZ-OUZOU |                                                      |
| COMMUNE                                                                                                                                           | DE | TIZ-OUZOU | COUSSE ARCHITECTURE                                  |
| boudja                                                                                                                                            |    |           |                                                      |
|                                                                                                                                                   |    |           | DATE PRE 2013                                        |
| SICILIA-SH-SHETAGE EN ATTACHE<br>à usage d'habitation et commercial                                                                               |    |           | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>M. ABDES YACINE<br>M. KADOUCH |
| PLAN                                                                                                                                              |    |           |                                                      |
| COUPE AA                                                                                                                                          |    |           | 1/50                                                 |
| Cabinet d'Etudes en Architecture et Technique<br>Z. YANET Architecte Agée<br>100 rue de la République, 30000, Alger, Algérie<br>Tél: 021 23 23 23 |    |           |                                                      |



FACADE PRINCIPALE

| REPUBLIQUE GERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE                                                                                                      |    |            |                                                             |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|------------|-------------------------------------------------------------|
| MALAYA                                                                                                                                             | DE | TIZI OUDOU | DOMAINE DE PERMIS DE CONSTRUCTIONS                          |
| DARBA                                                                                                                                              | DE | TIZI OUDOU |                                                             |
| COMMUNE                                                                                                                                            | DE | TIZI OUDOU | COUSSE ARCHITECTURE                                         |
| Localité                                                                                                                                           |    |            |                                                             |
| CONSTRUCTION A USAGE COMMERCIAL ET D'HAUSSEMENT                                                                                                    |    |            | DATE: 1994-2019                                             |
| 5/50L H+R+5+ETAGE EN ATTIQUE<br>à usage d'habitation et commercial                                                                                 |    |            | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>M ABRAÏ YAGINE<br>M KADDOUCI Abdelou |
| PLAN                                                                                                                                               |    | ECHOILLE   |                                                             |
| FACADE PRINCIPALE                                                                                                                                  |    | 1/50       |                                                             |
| Cabinet d'Etudes en Architecture et Technique<br>Z. YANAK Architecte Agréé<br>100 rue des Indes, 30 000, Algérie, 150 000 000<br>Tél: 021 23 23 23 |    |            |                                                             |

# Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments. ....13

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III.1.Acrotère.....28
- III.2.Escaliers.....36
- III.3.Salle machine.....58
- III.4.Poutre palière. ....67
- III.5.Poutre de chainage.....81
- III.6 Plancher.....89

Chapitre IV : La modélisation ... .....114

Chapitre V : Vérification RPA.....142

Chapitre VI : Ferrailage des éléments :

- VII.1.Ferrailage des poteaux.....155
- VII.2.Ferrailage des poutres.....167
- VII.3.Ferrailage des voiles.....176

Chapitre VI : Etude de mur plaque .....192

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....198

Conclusion

Bibliographie

# *Introduction*

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

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.*

*Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.*

*Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.*

*Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.*

*Ce projet concerne l'étude d'un bâtiment R+7+SOUS-SOL à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.6.*

**I-1-Description de l'ouvrage :**

Le projet à étudier et le calcul d'un bâtiment (R+6+étage en attique+1 sous-sol) à usage multiple (habitation, commerce).

Ce bâtiment est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à TIZI OUZOU, ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Un (01) sous-sol à usage commerciale.
- Un (01) rez-de chaussée à usage commerciale.
- Six (06) étages à usage d'habitation.
- Un étage en attique.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une (01) cage d'ascenseur.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir:

- Le RPA\99 version 2003.
- Le BAEL 91 modifier en 99.
- DTR-BC22

**I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, dont les dimensions sont ;

**I.2.1.Dimension en plan :**

- Longueur totale du bâtiment..... $L=19.85m$
- Largeur totale du bâtiment..... $L=14.55m$

**I.2.2.Dimension en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment..... $h = 28.36m$ .
- Hauteur de sous-sol ..... $h_{ss} = 3.06m$ .
- Hauteur du rez-de-chaussée..... $RDC = 4.08m$ .
- Hauteur des étages courants..... $h_{etage} = 3.06m$
- Hauteur de l'étage en attique..... $h=2.86m$

**I. 3.Eléments constitutifs de l'ouvrage:****I. 3.1 La superstructure:**

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

**(A) - L'ossature :**

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

➤ **Voile :**

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

➤ **Portiques :**

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

**(B)- Les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)
- Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment nous avons un type de plancher :

**B-1) plancher en corps creux :**

Planchers en corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

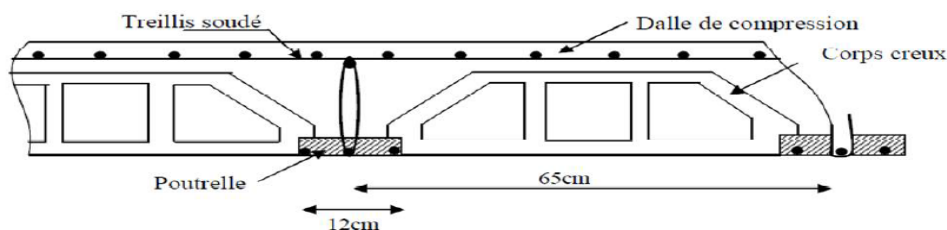


**Figure I.3.1 :** Les éléments constituant un plancher d'étage courant.

**B-2) Plancher dalle pleine en béton armé :**

Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier, pour les balcons et la salle machine.

**(C)-Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

**C-1) Murs extérieurs :**

Murs de façade réalisés en double cloisons de briques creuses 10 cm séparées par une lame d'air de 5cm.

**C-2) Murs intérieurs :**

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

**(D)-Escaliers :**

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

Le coulage s'effectuera par étage. Notre escalier comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

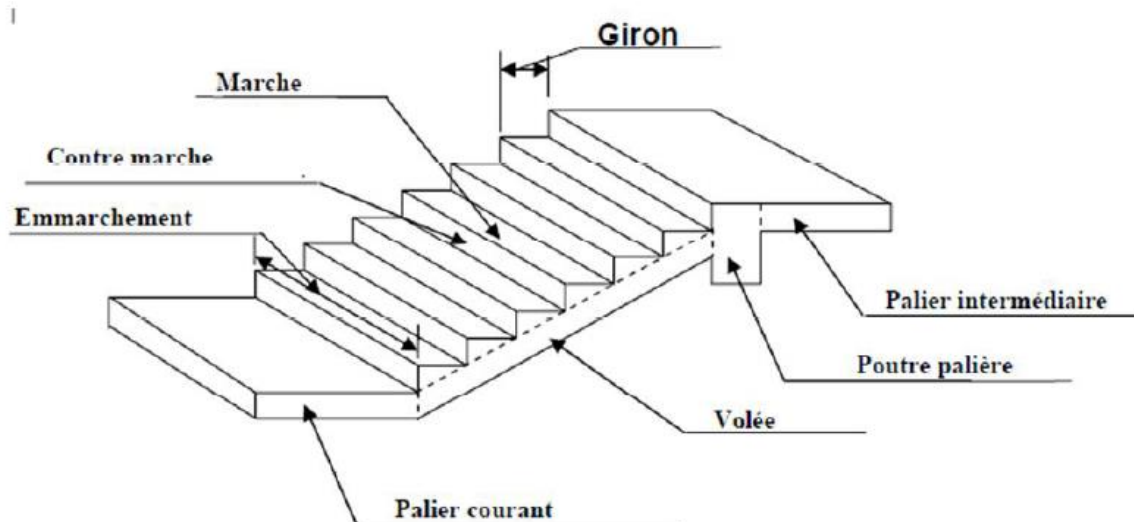


**Figure I-3.2:** Principaux termes relatifs à un escalier

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches

**(E)- La cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile, coulée sur place.

**(F)- Les revêtements des sols et des murs:**

**F-1) Revêtements des sols ;** un revêtement des carreaux de granito sera exécuté et pose sur un lit de sable de 03cm d'épaisseur pour tout l'ensemble des locaux.

**F-2) Les marches et contremarches** d'escalier en recevront également un revêtement en granito.

**F-3) Revêtement des murs ;** Les revêtements de faïence en carreaux de déférente dimension posée sur mortier de ciment et rejoint au ciment blanc, seront prévus dans la S.D.B ; W.C et à 1m au-dessus du levier de cuisine .

**F-4) Plinthes ;** En terre cuite vernissée de 07cm × 20 cm .Elles seront posées sur tous les pourtours des locaux.

## **(G)-Enduits :**

**G-1) Enduit extérieurs :** Les murs extérieurs recevront un enduit au mortier de ciment.

**G-2) Enduit intérieurs :** L'enduit intérieur se fera au mortier de ciment sur une plateforme dans l'ensemble du rez-de-chaussée ; la cuisine, la salle de bain, les W-C.

**G-3) Enduit plâtre :** Les plafonds recevant un enduit en plâtre lisse avec une gorge de 10cm de retombée sur tout le tour des espaces.

## **(H)-Système de coffrage:**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

## **(I)-Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse qui couvre quelque partie du projet sera entourée d'un acrotère réalisé en béton armé de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

## **I. 3.2. L'Infrastructure:**

### **(A)-Les fondations :**

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **(B)-Matériaux :**

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que: le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre.

## **I.4. Règlements utilisés :**

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

### **I.4.1Principes des justifications :(ArtA1.2BAEL91/modifié99)**

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

**I.4.2 Les différents états limitent:**

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

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

Nous distinguons deux états limites :

**a. États limites ultimes(ELU) :**

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

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

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

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

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

**I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.5.1 Le béton:**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**I.5.1.1. Les matériaux composant le béton:**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- **A-Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions des calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

- **B-Granulats** :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

**B.1-Sables** :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

**B.2-Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (Matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**C-Eau de gâchage :**

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

**✓ Le poids volumique de béton:**

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

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

**I.5.1.2.Résistance mécanique du béton:****1-Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (Âge de maturité) noté  $f_{c28}$ . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16×32) cm<sup>2</sup>. Dans notre étude, on prendra :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit:

**Pour des résistances :  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :**

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} &= 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A. 2.1, 11})$$

**- Pour des résistances :  $f_{c28} > 40\text{MPa}$**

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A. 2.1, 11}) \\ f_{cj} &= f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{aligned} \right\}$$

**2-Résistance caractéristique du béton à la traction:**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours est très faible, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art / A.2.1, 12 BAEL 91}).$$

On prend :  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

**3-Modules de déformations longitudinales du béton:**

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

**a-Module de déformation longitudinale instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 21})$$

Pour  $f_{cj}=25 \text{ MPa}$  on aura  $E_{ij}=32164.195 \text{ MPa}$

**b –Module de déformation longitudinale différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation égale à :

$$E_{bj}=3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 22})$$

Pour  $f_{cj}=25 \text{ MPa}$  on aura ;  $E_{b28}=10818.86 \text{ MPa}$ .

**4- Module de déformation transversale du béton:**

Le module de déformation transversale "G" est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 3})$$

Avec :

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton (module de Young).

$\nu$ : coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson :** (Art A.2.1.3 BAEL91)

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à:

$\nu = 0$  pour des justifications à l'ELU

$\nu = 0,2$  pour des justifications à l'ELS

**5- Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites suivants :

**a- Etats limite ultime(ELU) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la ruine de l'ouvrage).

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A.4.3, 41})$$

Avec :

$$\theta : \text{Coefficient de durée d'application des actions considérées} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta = 0.85 \text{ si } t < 1h \\ \theta = 0.9 \text{ si } 1h \leq t \\ \theta = 1 \text{ si } t > 24h \end{array} \right.$$

**0.85**:un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée 't' d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

**$\gamma_b$**  : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$$\begin{array}{l} \text{le coefficient } \gamma_b \text{ vaut :} \\ 1.15 : \text{ en situation accidentelle (SA)} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.5: \text{ en situation durable et transitoire (SDT)} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.167 \text{ MPa en SDT} \\ f_{bu} = 18.478 \text{ MPa en SA} \end{array} \right.$$

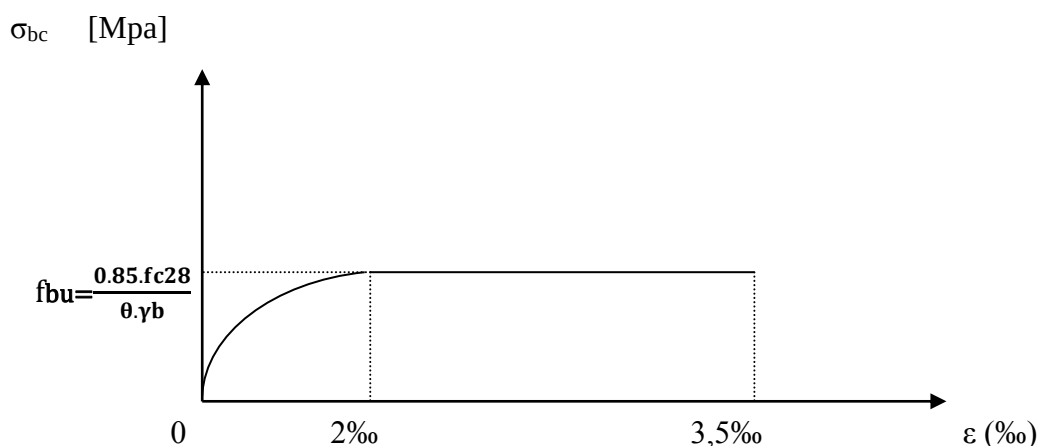


**Figure I.5.1:** Diagramme des contraintes –déformation du béton à l'ELU

**Avec :**

- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.
- $f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.
- $\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression (Pour  $\varepsilon_{bc} < 2\text{ ‰}$  on applique la loi de Hooke qui dit :  $\sigma_{bc} = E \cdot \varepsilon_{bc}$ ).
- $E$  : Module de Young.

✓ **Contrainte limite de cisaillement à ELU :.....(BAEL91/Art A.5.1, 21)**

- $\tau_{tr} = \min (0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$  pour les fissurations peu nuisibles.
- $\tau_{tr} = \min (0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$  pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

✓ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2‰** dans le cas de la compression simple.

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

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La valeur de la contrainte admissible de compression  $\sigma_{bc}$  est :

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.4.5, 2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{cj} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

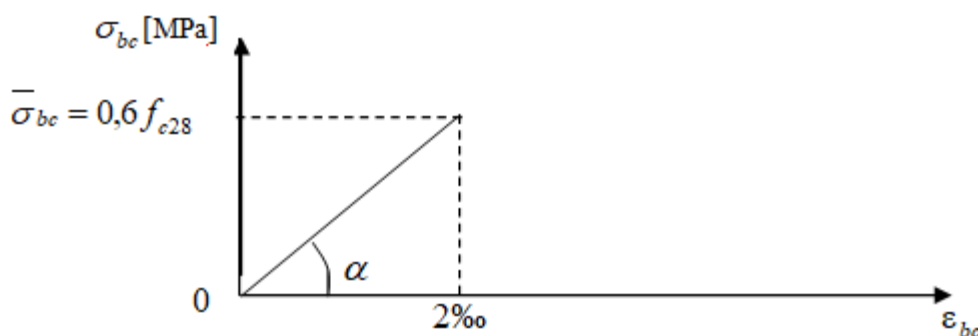


**Figure I.5.2:** Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à ELS



Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante:

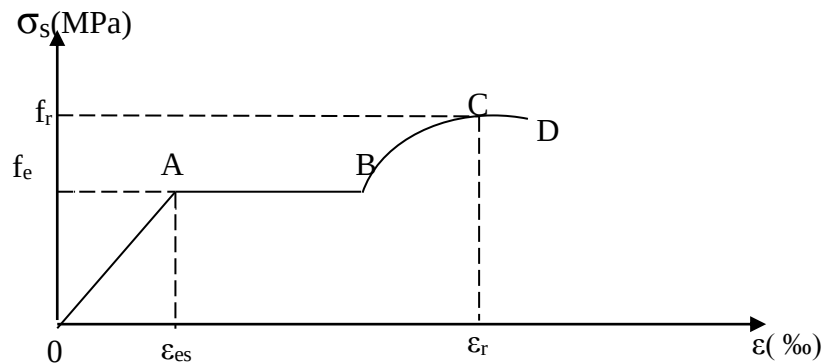


**Figure I-5.3:** diagramme contrainte- déformation des aciers

Avec :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

$\epsilon_r$ : Allongement à la rupture

### **3-Contraintes limites :**

**a- à L'ELU : ..... (BAEL91/Art A.4.3, 2)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel} \end{array} \right\}$$

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  pour les aciers à haute adhérence **FeE400**.
- $\sigma_s = 204 \text{ MPa}$  pour les aciers doux **FeE240**.

**b- à L'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

#### **1. Fissuration peu nuisible : (Art 4-5-32 BAEL9 /modifié99)**

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation

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

#### **2. Fissuration préjudiciable : (Art 4-5-33 BAEL9 /modifié99)**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\sigma_{st} \leq \min \{ 2/3 f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \}$$

### 3. Fissuration très préjudiciable :(Art 4-5-34 BAEL9 /modifié99)

C'est le cas des milieux agressifs

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

$\mu$  : coefficient de fissuration.

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

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

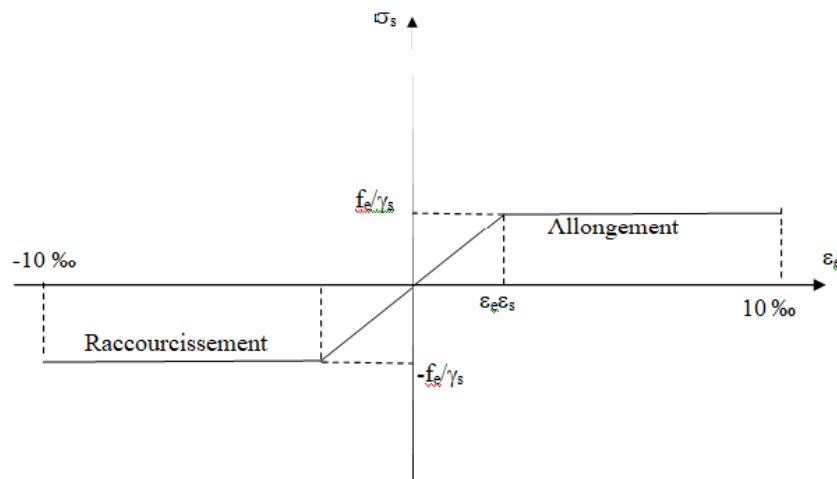


**Figure I-5.4** : diagramme contrainte – déformation de calcul.

### 3-Protection des armatures :( BAEL91/art A.7.1):

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

- 5cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- 1cm pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient exposées aux condensations.
- Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

### Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre bâtiment dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

**II -1- introduction:**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement qui permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les voiles et les poteaux.

Le pré dimensionnement se fait selon les règles du BAEL 91, le RPA99/version2003 et le DTR2-2.

**II-2- pré dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, leurs fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustiques et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la petite portée.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

**a)-planchers en corps creux :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec :

L: longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

$h_t$ : Épaisseur total du plancher.

**Remarque :**

pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25x25) cm<sup>2</sup>**.

Dans notre cas :

$$L=370-25=345\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{345}{22,5}=15.33 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_t = 20\text{cm}$  soit (16+4) cm**

On opte pour un plancher de  $h_t=20\text{cm}$ , soit un corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

Le schéma suivant représente un plancher en corps creux

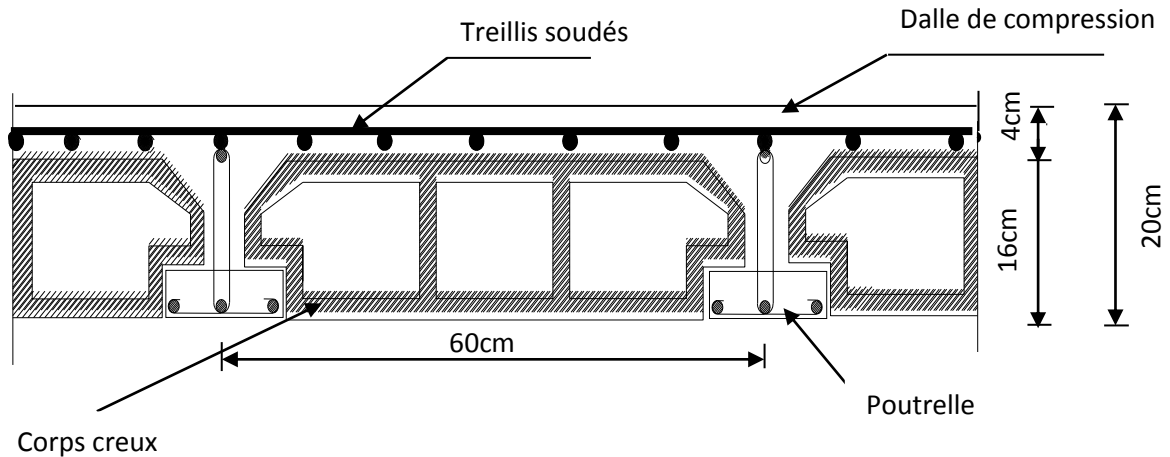


**Figure .II.2.1:** Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis

### II-3- Pré-dimensionnement des poutres :

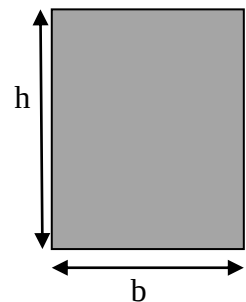
Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le RPA 99(modifier 2003) les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

- Hauteur des poutres «  $h_t$  »:  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$   
Avec  $L$ : porté de la plus grande travée considéré.

H

- Largeur des poutres «  $b$  »
  - $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
  - $b \geq 20\text{cm}$
  - $h_t \geq 30\text{cm}$
  - $h_t/b \leq 4$
  - $b_{\max} \leq 1.5h + b$



#### II.3.1-Poutres principales: (poutres porteuses):

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

$L_{\max} = 405 \text{ cm}$

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

27 cm  $\leq h_t \leq$  40.5 cm On prend:  **$h_t = 35\text{cm}$**

14 cm  $\leq b \leq$  24.5 cm On prend :  **$b = 30\text{ cm}$**

La section des poutres principales est : **PP (30x35)  $\text{cm}^2$**

### **II.3.2-poutres secondaires:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$L_{\max} = 370\text{cm}$

24.66 cm  $\leq h_t \leq$  37 cm on prend:  **$h_t = 35\text{cm}$**

14 cm  $\leq b \leq$  24.5 cm on prend:  **$b = 30\text{cm}$**

Les sections des poutres secondaires sont: **PS (30x35)  $\text{cm}^2$**

- **Vérification des conditions du RPA99 : (Art A.7.5.1)**

| Condition                | Poutre principale | Poutre second  | Vérification |
|--------------------------|-------------------|----------------|--------------|
| $h \geq 30\text{ cm}$    | 35 cm             | 35 cm          | vérifiée     |
| $b \geq 20\text{ cm}$    | 30 cm             | 30 cm          | vérifiée     |
| $h/b \leq 4$             | $1.16 \leq 4$     | $1.16 \leq 4$  | vérifiée     |
| $b_{\max} \leq 1.5h + b$ | $30 \leq 82.5$    | $30 \leq 82.5$ | vérifiée     |

Les conditions de l'article A.7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

### **II. 3.2. Poutre de chaînage:**

$L_{\max} = 3,70\text{m}$ .

**-La hauteur de la PCh:**

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37 \quad \text{soit} \quad \Rightarrow h_t = 30\text{cm}.$$

**-La largeur de la PCh:**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend} \quad b = 20\text{cm}.$$

Les sections des poutres secondaires sont: **PCH (20x30)  $\text{cm}^2$**

### **II.3.3.: Poutre palière :**

$L_{\max} = 4,90\text{m}$ .

**-La hauteur de la PPa:**

$$\frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 49 \quad \text{soit} \quad \Rightarrow h_t = 35\text{cm}.$$

-La largeur de la P Pa:

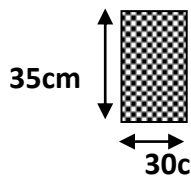
$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 25 \quad \text{on prend } b=30\text{cm.}$$

Les sections des poutres secondaires sont: **PP (30x35) cm<sup>2</sup>**.

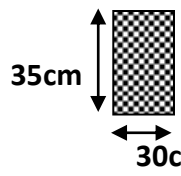
### Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont :

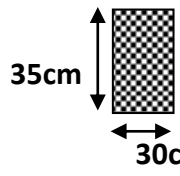
- Poutres principales : (30 X 35) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (30 X 35) cm<sup>2</sup>.
- Poutres de chaînage : (20 X 30) cm<sup>2</sup>.
- Poutres palière : (30 X 35) cm<sup>2</sup>.



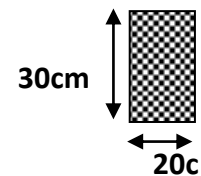
**POUT.PR**



**POUT.S**



**POUT.PAL**



**POUT.CH**

## II.4- Pré dimensionnement des voiles :

### II.4-1 .Epaisseur :

Les voiles sont des éléments rigides en béton arme destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales.

ep : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

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

$$e_p \geq \max = \left\{ h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 \right\} = h_e/20$$

Avec :  $h_e = h - h_t$

h : Hauteur d'étage.

ht : Epaisseur de la dalle

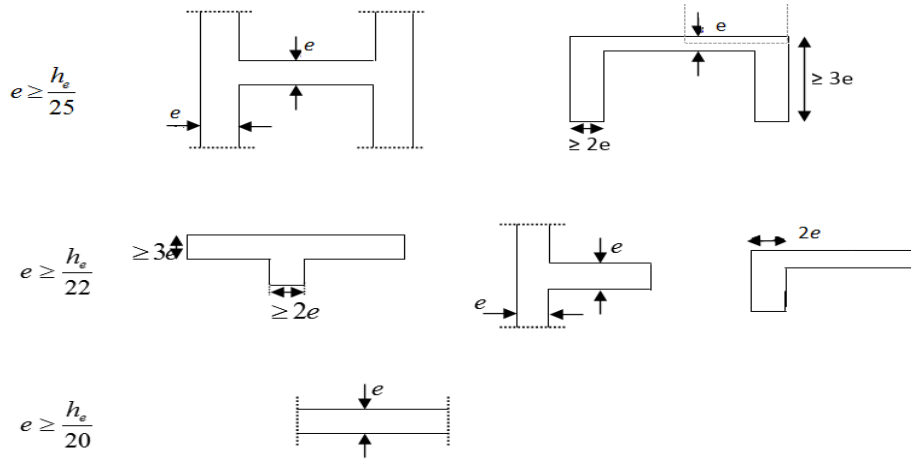


**Figure II.4.1** : différentes coupes verticales des différents voiles.

Dans notre cas on a:

**a)-sous-sol et étages courants:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \\ e \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} \\ e \geq \frac{286}{25} = 11.44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**b)-Rez de chaussé:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{408}{20} = 19.40 \text{ cm} \\ e \geq \frac{388}{22} = 17.64 \text{ cm} \\ e \geq \frac{388}{25} = 15.52 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**C)-Etage en attique :**

$$h_e = 286 - 20 = 266 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \\ e \geq \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ e \geq \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$$A \geq \frac{h_e}{20} = \max(13.3; 14.30; 19.40). e \geq 19.40 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend: } e = 20 \text{ cm}$$

#### **II.4-2.Vérification des exigences du RPA :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 de RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition suivante : sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur  $L \geq 4 e_p$ .

$$L_{\min} \geq 4 e \text{ avec } L_{\min} : \text{portée min des voiles } 140\text{cm} \geq 4 e = 4 \times 20 = 80\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### **II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en considérant un effort de compression axial «Ns» qui est repris uniquement par la section du béton. La section transversale des poteaux est donnée par :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

$N_s$  : effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

$S$  : section transversale du poteau.  $S = b \times h$ .

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**NB** : L'effort normal «N» sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d'abord les charges et les surcharges du bâtiment.

#### **II.5.1-Détermination des charges et surcharges:**

##### **1- Charges permanentes G :**

➤ **A/Les plancher** : Nous possédons deux types de planchers :

##### **A.1.Plancher terrasse :**

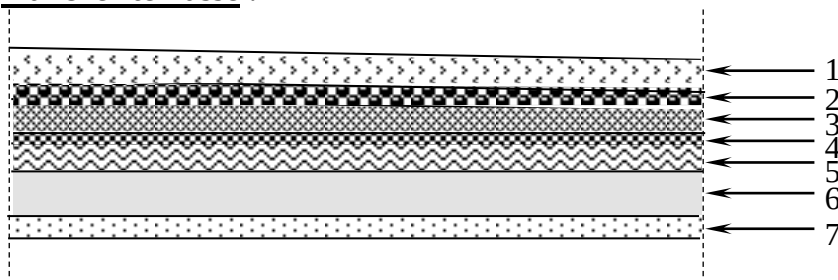


**Figure II-5.1** : coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Charge permanentes revenant aux planchers étage terrasse :

| N°              | Désignation                    | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1               | Couche de gravier              | 0.05          | 20                          | 1                     |
| 2               | étanchéité multicouche         | 0.02          | 6                           | 0.12                  |
| 3               | Forme de pente en béton        | 0.07          | 22                          | 1.32                  |
| 4               | Feuille de polyane             | 0.01          | 1                           | 0.01                  |
| 5               | Isolation thermique (liège)    | 0.04          | 4                           | 0.16                  |
| 6               | Plancher en corps creux (16+4) | 0.20          | 14                          | 2.8                   |
| 7               | Enduit plâtre                  | 0.02          | 10                          | 0.2                   |
| <b>G totale</b> |                                |               |                             | <b>5.61</b>           |

### A.2. Plancher d'étage courant :

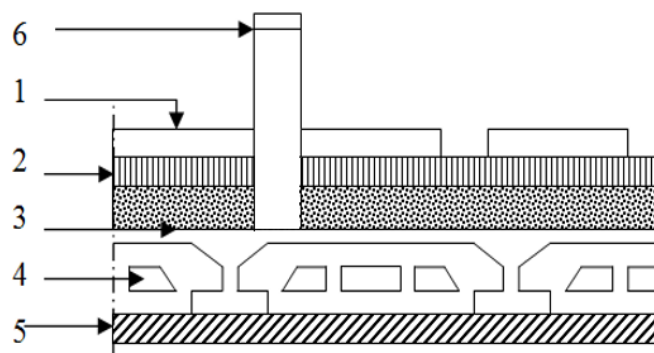
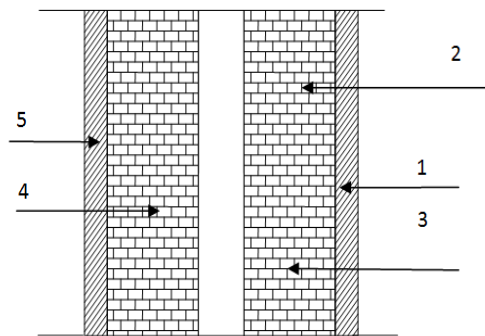


**Figure II.5.2 :** Coupe verticale du plancher d'étage courant.

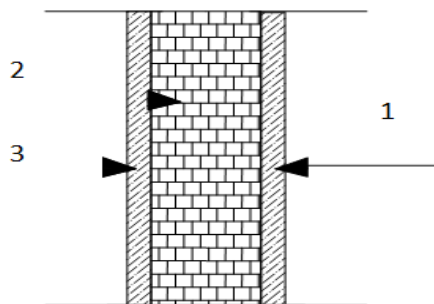
Charge permanentes revenant aux planchers étage courant :

| N°              | Désignation              | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1               | Revêtement en carrelage  | 0.02          | 22                          | 0.44                  |
| 2               | Mortier de pose          | 0.02          | 20                          | 0.40                  |
| 3               | Couche de sable          | 0.02          | 22                          | 0.44                  |
| 4               | Plancher en corps creux  | 0.16+0.04     | 14                          | 2.80                  |
| 5               | Enduit plâtre            | 0.02          | 10                          | 0.20                  |
| 6               | Cloison en brique creuse | 0.10          | 9                           | 0.90                  |
| <b>G totale</b> |                          |               |                             | <b>5.18</b>           |

➤ **B-maçonneries :****1. Murs extérieurs :** En double cloisons (avec briques creuses)**Figure II.5.3 :** Coupe transversale du mur extérieur.

Charge permanentes revenant aux murs extérieurs.

| N°              | Désignation       | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1               | mortier de ciment | 0.02          | 18.00                       | 0.36                  |
| 2               | Brique creuse     | 0.1           | 9                           | 0.90                  |
|                 | Lame d'air        | 0.05          | -                           | -                     |
| 3               | Brique creuse     | 0.1           | 9                           | 0.90                  |
| 4               | Enduit plâtre     | 0.02          | 10.00                       | 0.20                  |
| <b>G totale</b> |                   |               |                             | <b>2.36</b>           |

**B.2.Murs intérieurs:****Figure II.5.4 :** Coupe transversale du mur en simple cloison

Charge permanentes revenant aux murs intérieurs :

| N°              | Désignation   | Epaisseur (cm) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|---------------|----------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1               | Enduit plâtre | 0.02           | 10                          | 0.20                  |
| 2               | Brique creuse | 0.1            | 9                           | 0.90                  |
| 3               | Enduit plâtre | 0.02           | 10                          | 0.20                  |
| <b>G totale</b> |               |                |                             | <b>1.30</b>           |

➤ **C. Acrotère** :  $h_t=60\text{cm}$

La charge permanente  $G$  est :

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

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

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

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

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

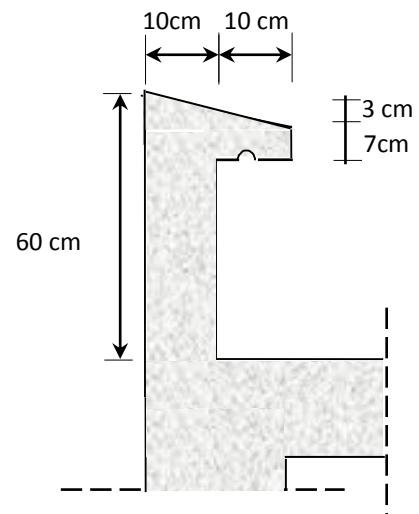


**Figure II.5.5:** coupe verticale l'acrotère.

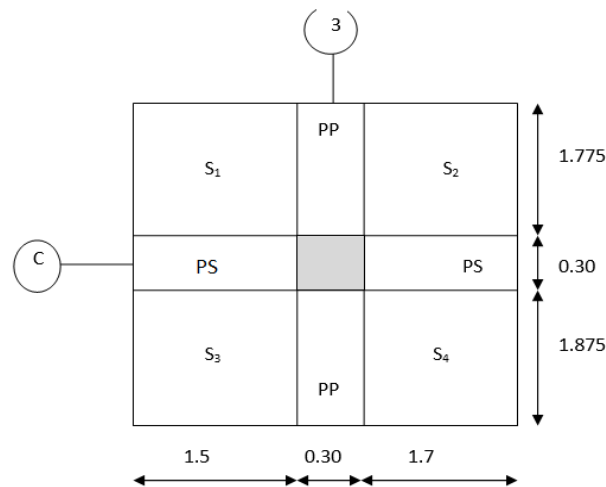
**2- Surcharges d'exploitation  $Q$  : (DTR B.C.2.2)**

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

| Eléments                            | $Q(\text{KN/m}^2)$ |
|-------------------------------------|--------------------|
| Terrasse inaccessible               | 1                  |
| Plancher d étage courant            | 1.5                |
| Plancher du sous-sol+ RDC(commerce) | 2.5                |
| Acrotère                            | 1                  |
| escaliers                           | 2.5                |

**II.5.2 -Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité:**

- **A-Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :**

**Figure II.5.6:** surface revenant au poteau le plus sollicité.

La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

**1 .Section nette :**

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

$$S_n = (1.775 \times 1.5) + (1.775 \times 1.7) + (1.875 \times 1.5) + (1.875 \times 1.7) = 11.68 \text{ m}^2.$$

**2.Section brute :**

$$S_b = 3.95 \times 3.5 = 13.82 \text{ m}^2$$

- **B-Poids propre des éléments :**

**1. Le poids des planchers:  $G \times S_t$** 

**.Plancher terrasse inaccessible :**

$$P_{pt} = G \times S_t = 5.61 \times 11.68 = 65.52 \text{ KN}$$

**.Plancher d'étage courant:**

$$P_{p \text{ etage courant}} = G \times S_t = 5.18 \times 11.68 = 60.50 \text{ KN}$$

**2. Le poids des poutres :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$** 

**.Poutres principales :**  $G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0.35 \times 0.30) \times (1.775 + 1.875) = 9.58 \text{ KN}$

**.Poutres secondaires:**  $G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0.35 \times 0.30) \times (1.5 + 1.7) = 8.4 \text{ KN}$

$$G_{\text{total}} = 9.58 + 8.4 = 17.98 \text{ KN}$$

**3. Le poids des poteaux :**

$$\text{Pot}_{\text{etage courant}} : G = \rho \times (b \times h) \times l_{\text{longueur du pot}} = 25(0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

$$\text{Pot}_{\text{RDC}} : G = \rho \times (b \times h) \times l_{\text{longueur du pot}} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 4.08 = 6.38 \text{ KN}$$

$$\text{Pot}_{\text{sous sol}} : G = \rho \times (b \times h) \times l = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

**➤ Surcharges d'exploitation :**

$$\text{Etage terrasse} : Q \times S_t = 1 \times 11.68 = 11.68 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant} : Q \times S_t = 1.5 \times 11.68 = 17.52 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol+Rdc} : Q \times S_t = 2.5 \times 11.68 = 29.2 \text{ KN}$$

**II.6-Loi de dégression des charges :**

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire «DTR B.C. 2.2: charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 1 \times 11.68 = 11.68 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 11.68 = 17.52 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = Q_8 = 2.5 \times 11.68 = 29.2 \text{ KN}$$

$$\text{Sous les étages inférieurs à 5 : } Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$\sum Q = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } 5 \geq n$$

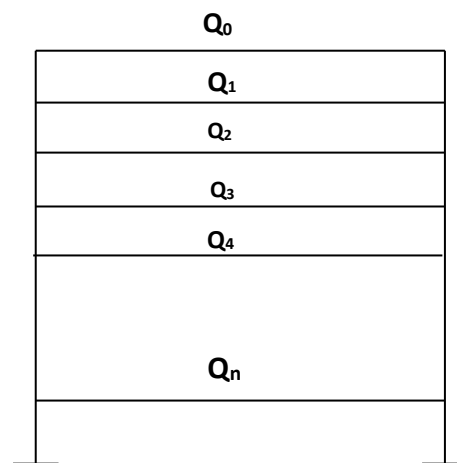
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[ \frac{3+n}{2n} \right] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$



Calcul des surcharges selon la loi dégression:

- terrasse :  $Q_0 = 11.68 \text{ KN}$
- Sous 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 = 11.68 + 17.52 = 29.2 \text{ KN}$
- Sous 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 44.968 \text{ KN}$
- Sous 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 58.984 \text{ KN}$
- Sous 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 71.248 \text{ KN}$
- Sous 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 81.76 \text{ KN}$
- Sous 2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 90.52 \text{ KN}$
- Sous 1<sup>ère</sup> étage :  $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 107.58 \text{ KN}$
- Sous Etage Rdc :  $Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 124.02 \text{ KN}$

| Niveau           | CHARGES PERMANENTES (KN) |        |         |       |        | CHARGES D'EXPLOITATION (KN) |                                       |        | EFFORT NORMAL (KN) | SECTION (Cm <sup>2</sup> )   |         |
|------------------|--------------------------|--------|---------|-------|--------|-----------------------------|---------------------------------------|--------|--------------------|------------------------------|---------|
|                  | G                        | G      | G       | G     | G      | Q                           | Coefficient de dégression des charges | Q      |                    | S                            | S       |
|                  | Plancher                 | Poutre | poteaux | Total | Cumulé | plancher                    |                                       | Cumulé | Ns=G+Q             | Trouvée Ns/(0.6x $f_{c28}$ ) | Adoptée |
| Terrasse         | 65.52                    | 17.98  | 4.78    | 88.28 | 88.28  | 11.68                       | 1                                     | 11.68  | 99.96              | 66.64                        | 30x35   |
| 7 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 171.54 | 17.52                       | 1                                     | 29.2   | 200.74             | 133.82                       | 30x35   |
| 6 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 254.8  | 17.52                       | 0.95                                  | 44.97  | 299.527            | 199.68                       | 35x40   |
| 5 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 338.06 | 17.52                       | 0.90                                  | 58.98  | 396.56             | 264.37                       | 35x40   |
| 4 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 421.32 | 17.52                       | 0.85                                  | 71.25  | 492.57             | 328.38                       | 35x40   |
| 3 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 504.58 | 17.52                       | 0.8                                   | 81.76  | 586.34             | 390.89                       | 35x40   |
| 2 <sup>ème</sup> | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 587.84 | 17.52                       | 0.75                                  | 90.52  | 678.36             | 452.24                       | 35x40   |
| 1 <sup>er</sup>  | 60.50                    | 17.98  | 6.38    | 84.26 | 672.1  | 29.2                        | 0.714                                 | 107.5  | 779.68             | 519.78                       | 40x45   |
| RDC              | 60.50                    | 17.98  | 4.78    | 83.26 | 755.36 | 29.2                        | 0.687                                 | 124    | 879.38             | 586.25                       | 40x45   |

$$\sigma_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x 25x 10^{-3}x 10^2 = 1.5 \text{ KN/cm}^2$$

## II.7 Vérification des règles du RPA 99 (modifié et complété en 2003) :

### II.7.1 : Calculs des rigidités et inerties:

Dans les tableaux suivants nous allons calculer la rigidité des poutres trouvées ultérieurement avec celle des poteaux

L'article 7.6.2 du RPA 2003 nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres. Cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_s|).$$

$$\text{On a : } \sigma = M_v / I \text{ donc } M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pot}/v \geq 1.25 (\sigma I_{pout}/v + \sigma I_{pout}/v)$$

On aura :  $I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$

- **Inertie poutres principales (30x35) :**

$$I_{pout} = (30 \times 35^3) / 12 = 107187.5 \text{ cm}^4$$

- **Inertie poteaux : (5<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup>) :**

$$I_{pot} = 30 \times 35^3 / 12 = 107187.5 \text{ cm}^4 \quad \left. \vphantom{I_{pot}} \right\} I_{pot} < 1.25 I_{pout} \dots \text{ CNV}$$

### **Remarque :**

D'après les résultats ci-dessus, nous concluons que l'inertie des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée du 6<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification d'inertie sont :

**POT:** S Sol +RDC= (45x50)

**POT:** 1er au 4eme étage = (40x45)

**POT:** 5<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étage = (35x40)

## **II.7.2 Vérification des sections des poteaux :(ART.7.4/RPA99VER2003) :**

### **1-poteaux (35x40) 5<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> étage :**

- ✓  $\text{Min } (35 \times 40) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- ✓  $\text{Min } (35 \times 40) \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée avec  $h_e = 3.06 \text{ m}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 0.875 \leq 4 \dots \dots \dots$  vérifiée

### **2-poteaux (40x45) 1<sup>eme</sup> au 4<sup>eme</sup> étage :**

- ✓  $\text{Min } (40 \times 45) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- ✓  $\text{Min } (40 \times 45) \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée avec  $h_e = 3.06 \text{ m}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 0.888 \leq 4 \dots \dots \dots$  vérifiée

### **3-poteaux (45x50) (RDC) :**

- ✓  $\text{Min } (45 \times 50) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- ✓  $\text{Min } (45 \times 50) \geq \frac{h_e}{20} = 20.4 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée avec  $h_e = 4.08 \text{ m}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 0.9 \leq 4 \dots \dots \dots$  .. vérifiée

**4-poteaux (45x50) (S SOL) :**

- ✓  $\text{Min } (45 \times 50) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée
- ✓  $\text{Min } (45 \times 50) \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée avec  $h_e = 3.06 \text{ m}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 0.9 \leq 4 \dots\dots\dots$  .. vérifiée

**II.7.3 Vérification des poteaux au flambement :**

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression centré ou excentré, si  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

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

Avec :

$L_0 = h_e - h_{pp}$

$L_f$  : Longueur de flambement (**Art.B.8.3.3.1, BAEL 91**) ( $l_f = 0.7 l_0$ )

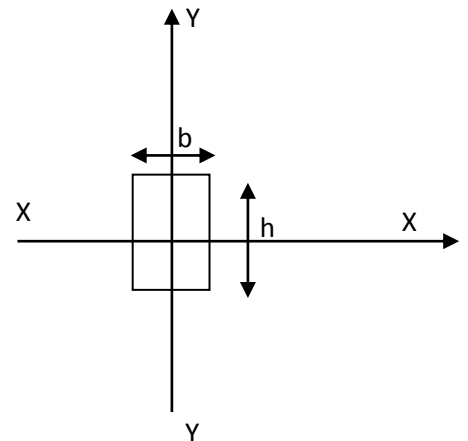
$L_0$  : Longueur libre de poteau.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie.

$S$  : Section transversale du poteau.

$$\lambda = 2.42 L_0 / b.$$



- **1-Poteau de S SOL (45x50) :**  $h_e = 306 \text{ cm}$

$$L_0 = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = (2.42 \times 271) / 45 = 14.57 < 50 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **2-Poteau de RDC (45x50) :**  $h_e = 408 \text{ cm}$

$$L_0 = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = (2.42 \times 371) / 45 = 19.95 < 50 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **3-Poteau de 1<sup>er</sup> au 4<sup>eme</sup> etage (40x45) :**  $h_e = 306 \text{ cm}$

$$L_0 = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = (2.42 \times 271) / 45 = 16.39 < 50 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **4-Poteau de 5<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> etage (35x40):**  $h_e = 306 \text{ cm}$

$$L_0 = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = (2.42 \times 271) / 35 = 18.73 < 50 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

| Eléments                                            | Sections                |
|-----------------------------------------------------|-------------------------|
| Poteaux sous-sol +RDC                               | (45x50) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux ; 1 <sup>er</sup> au 4 <sup>eme</sup> étage | (40x45) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux ; 5 <sup>er</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage | (35x40) cm <sup>2</sup> |
| Poutres principales                                 | (30x35) cm <sup>2</sup> |
| Poutres secondaires                                 | (30x35) cm <sup>2</sup> |
| Epaisseur des voiles                                | e=20 cm                 |
| Epaisseur des planches                              | e=20 cm                 |

### **Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

### III- Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

#### III.1. calcul de l'acrotère :

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

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

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

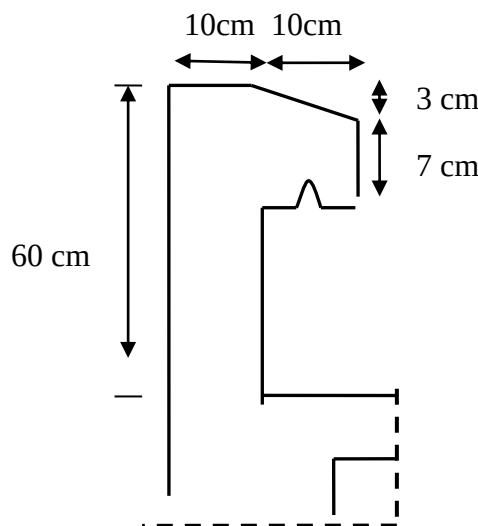
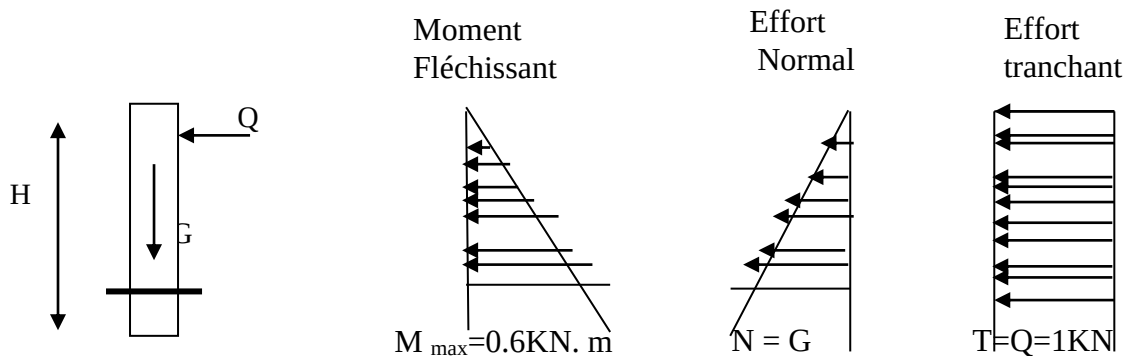


**Figure. III-3.1 :** Coupe verticale de l'acrotère

**Schéma statique :****Figure. III.3.2 :** Diagrammes des efforts internes**A) Détermination des sollicitations:**

$$G = p \times S \times 1\text{ml} = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)^2] \times 1 = 1.712 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.7125 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ kN /ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1\text{ml} = 1.7125 \text{ kN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ kN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0.60 \text{ kN.m}$

**B) Combinaison de charges :**

➤ **A l'ELU**, la combinaison de charges est:  $1.35 G + 1.50 Q$

-Effort normal de compression dû à  $G$  :  $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.712 = 2.312 \text{ kN/ml}$ .

-Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = 1.50 M_Q = 1.50 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$ .

-Effort tranchant  $T$  :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ .

➤ **A l'ELS**, la combinaison de charges est:  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1.712 \text{ kN/ml}$ .

-Moment de renversement :  $M_s = 0.6 \text{ kN.m}$ .

-Effort tranchant  $T$  :  $T_s = Q = 1 \text{ kN}$ .

**C) Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression  $N$  et un moment fléchissant  $M$ ).

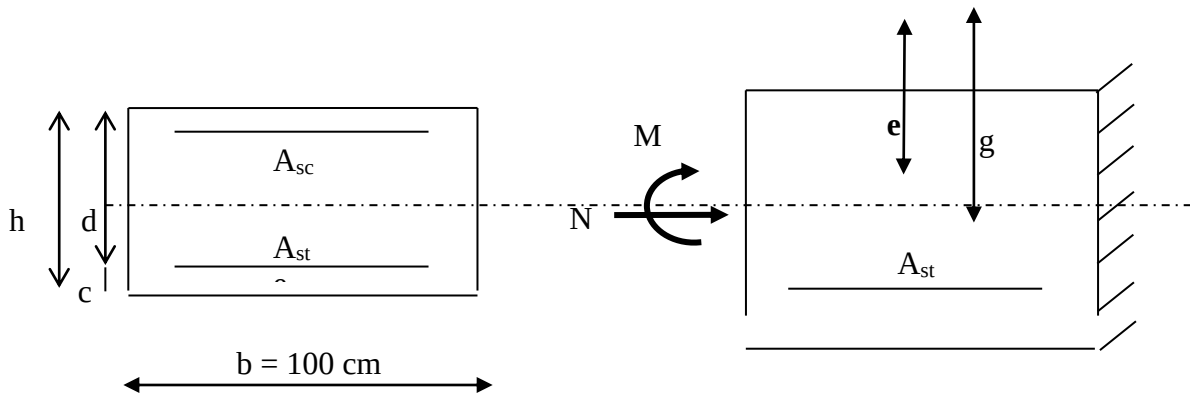


**Figure.III.1.3** : Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c = 3\text{cm}; h = 10\text{cm}; d = 7\text{ cm}; f_e = 400\text{MPa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$N_u=2,3118\text{ KN/ml}$ ,  $M_u=0,9\text{KN.m}$

$b$  : longeur unitaire qui est égale à 1m.

$c$ : centre de pression.

$h$ :hauteur de la section.

$d = h - c$  : est hauteur utile.

$e$  : excentricité.

$g$  : la distance entre le centre de pression  $C$  et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ Le calcul se fait à **L'ELU** puis les vérifications à **L'ELS**

#### **D) Calcul à L'ELU :**

##### **1. Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3118} = 0,389\text{ m} = 0,39\text{ m} = 39\text{ cm}.$$

##### **Vérification:**

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

**Avec:**

$M_u$ : Moment du a la compression

$e_u$  : excentricité

$y = (h/2 - c)$  la distance entre la CDG de la section et CDG des armatures tendu

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  » puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

## 2. Calcul d'armateurs en flexion simple:

### • Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + 0.5h - c = 0,389 + 0,5 \times 0,10 - 0,03 = 0,409\text{m}$$

$$M_f = 2,31 \times 0,409 = 0,945\text{KNm}$$

### Soit :

- 0.85 : condition du travail.
- $f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)
- $\Theta$ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ( $t > 24\text{h}$ ).
- $\gamma_b$ : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$\text{D'où : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.166\text{MPa} = 14.20\text{MPa}.$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.945 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (7)^2} = 0,0136 \quad \langle \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_f = 0,0136 \rightarrow \beta = 0,9946$$

### • Armatures fictives (en flexion simple) :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 148 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0.945 \times 10^5}{348 \times 10^2 \times 7 \times 0,9946} \approx 0,39\text{cm}^2$$

### • Armatures réelles (en flexion composée) :

$$\Rightarrow A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,3118 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32\text{cm}^2$$

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

**3. Vérification à l'ELU :****a). Condition de Non Fragilité (BAEL 91 Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[ \frac{es - 0,455 \cdot (d)}{es - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

**Avec :**

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

$$es = M_s / N_s = 0,6 / 1,712 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[ \frac{35 - 0,455 \times (7)}{35 - 0,185 \times (7)} \right] \times 100 \times 7 = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,32 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$  ; on prend  $St = 20 \text{ cm}$

**➤ Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}$$

On prend **2x4HA8/ml** = 2.012 cm<sup>2</sup> Avec un espacement  $St = 60/4 = 15 \text{ cm}$  ;

On prend  $St = 20 \text{ cm}$

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

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où:

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN} \dots \dots (V_u: \text{Effort tranchant})$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée, Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c). Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs ;

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

$U_i$  : Périmètre utile des barres.

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

$n$  : Le nombre de barres.

**A.N :**

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 12,56 \times 10} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,189 \text{ MPa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

**d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91 Art 6.1.221) :**

$L_s = 40\phi$  pour FeE400

$L_s = 50\phi$  pour FeE500 et ronds lisses

Dans notre cas : FeE400  $L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

**e) Vérification des espacements des barres :( CBA 93/ Art A.4.5.3.3) :**

La fissuration est préjudiciable ; donc  $St \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$

$$St \leq \min(20 ; 25 \text{ cm})$$

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la **condition est vérifiée**

**4. Vérification à l'ELS :**

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

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**a) .Contrainte dans les aciers : BAEL91/A.4.5,33] :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ Avec : } \eta = 1,6 \text{ (acier haut adhérence)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \text{ d'où : } \bar{\sigma}_{st} = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,359 \text{ d'après l'abaque } \dots \beta_1 = 0,9071 \dots K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9071 \times 70 \times 251} = 37,646 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) .Contrainte dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2):**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37,65}{38,76} = 0,971 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable, (acier HA), } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

**5. Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 Art A.6.2.3):**

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

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

**Avec :**

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

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

**W<sub>p</sub>** : poids de l'acrotère, égal à **1,712 KN/ml**

**F<sub>p</sub> = 4x 0,15x 0,8x 1,712 = 0,822 KN < Q = 1 KN/ml..... condition vérifié.**

**Note :**

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F<sub>p</sub>.

**Conclusion :**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

Armatures principales : **A=5 HA8/ml=2,51cm<sup>2</sup>avec e=20cm.**

Armatures de répartition : **A<sub>R</sub>=2x4 HA8/ml=2,01cm<sup>2</sup> avec e=20cm.**

## III.2. Escaliers:

### III.2.1 Définition:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

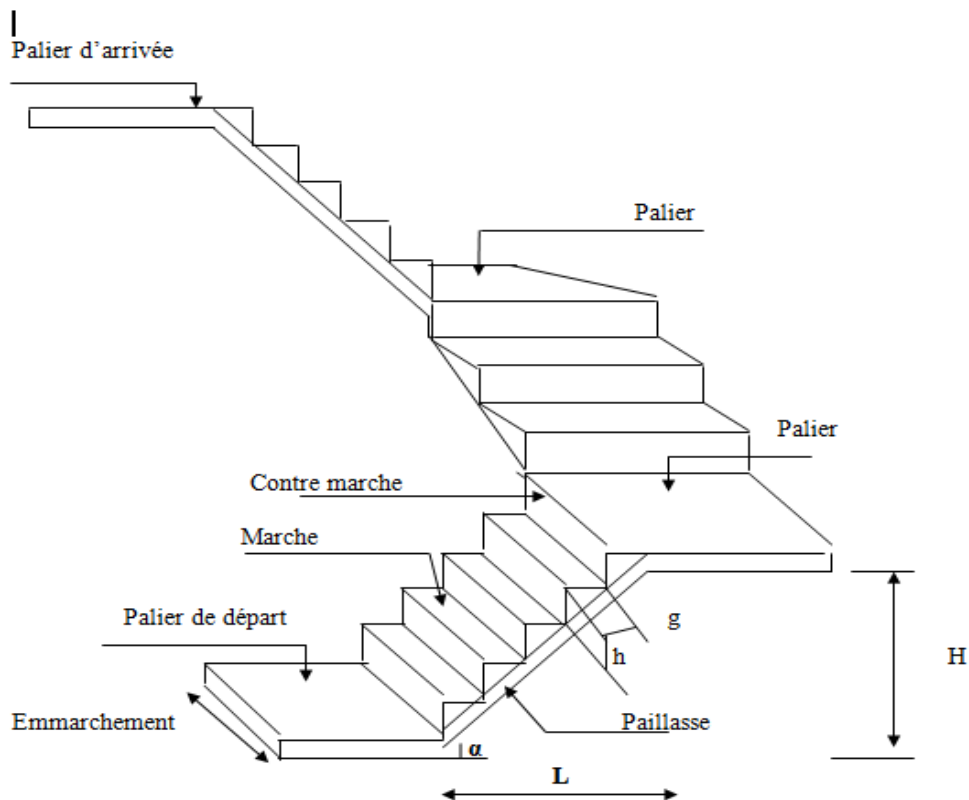


**Figure III.2.1** : Schéma d'escalier.

- **Marche « g »** : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)**  
 $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

Le nombre de marches s'écrit :  $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

**H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- **Contremarche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.  
 $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- **L'embranchement** : représente la largeur (**W**) de l'escalier.  
 Maison individuelle :  $W \geq 80\text{ cm}$   
 Bâtiment collectif :  $W \geq 120\text{ cm}$

- **Palier intermédiaire ou de repos  $L_p$ :**

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins)  $L_p \geq 3g$ .

- **Paillasse :** dalle inclinée supportant les marches.
- **La Volée :**

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

- **Reculement (L) :** Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.
- **Revêtement de l'escalier :** Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol....

### III.2.2. Pré-dimensionnement :

Notre structure est dotée de deux types d'escaliers tels que l'escalier menant du RDC aux étages courants comporte 4 volées et 3 paliers intermédiaires, et l'escalier menant du Sous-sol au RDC et entre étages courants, comporte 3 volées et 2 paliers intermédiaires.

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

**La Formule de BLONDEL :**  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ .

1) **La hauteur de l'étage courante  $H=3,06\text{ m}$  :**

- **La hauteur de la marche h :**

On a  $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ; on prend  **$h=17\text{ cm}$**

- **Nombre de contre marches n :**

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ soit } n=18 \text{ contre marches}$$

Les 18 contre marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :**  $n = 9$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 8$  marches.
- **Volée 2 :**  $n = 4$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 3$  marches.
- **Volée 3 :**  $n = 5$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 4$  marches.

- **Le giron g:**

$$25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$$

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

2) **La hauteur de RDC  $H=4,08\text{ m}$  :**

- **La hauteur de la marche h :**

On a  $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ; on prend  **$h=17\text{ cm}$**

- **Nombre de contre marches n :**

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{406}{17} = 24 \text{ soit } n=24 \text{ contre marches}$$

Les 24 contre marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1** :  $n = 9$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 8$  marches.
- **Volée 2** :  $n = 10$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 9$  marches.
- **Volée 3** :  $n = 5$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 4$  marches.

- **Le giron  $g$ :**

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

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

**3) Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$$

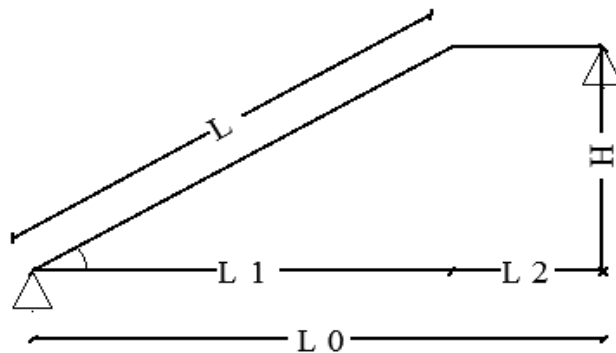
La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

### III.2.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos:

- **1) L'épaisseur de la paillasse:**

Elle est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

$L_0$  : Longueur réelle du palier et de la volée.



Nous avons :  $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1}$$

$$L = (n-1) \cdot g = (9-1) \cdot 0,30 = 2,40 \text{ m.}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{0,87} = 2,75 \text{ m.}$$

$$L_0 = L_1 + L_2$$

D'après les plans d'architecture on prend  $L_2 = 1,20$  m.

Donc:  $L_0 = 2,75 + 1,20 = 3,95$  m. ....  $\frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20}$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15cm (d'après le RPA 99)

$13,16\text{cm} \leq e_p \leq 19,75\text{ cm}$  Soit :  **$e_p = 15\text{ cm}$** .

• Le palier : On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20\text{cm}$ .

• **2) Calcul des sollicitations et des efforts internes:**

Le calcul se fera pour 1mètre de largeur et une bande de 1mètre de projection horizontale.  
En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes :**

**a)-Palier :**

| N°                         | Désignation            | Epaisseur (cm) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1                          | Carrelage              | 0.02           | 22,00                       | 0,40                  |
| 2                          | Mortier de pose        | 0.02           | 22,00                       | 0,40                  |
| 3                          | Poids propre de palier | 0.15           | 25,00                       | 3.75                  |
| 4                          | Couche de sable        | 0.02           | 18.00                       | 0.36                  |
| 5                          | Enduit de ciment       | 0.02           | 18                          | 0.36                  |
| <b>G<sub>1totale</sub></b> |                        |                |                             | <b>5.27</b>           |
| <b>Q<sub>1</sub></b>       |                        |                |                             | <b>2,5</b>            |

**b)-Volée (paillasse) :**

| N°                         | Désignation      | Epaisseur (cm) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1                          | Carrelage        | 0.02           | 22,00                       | 0,40                  |
| 2                          | Mortier de pose  | 0.02           | 20,00                       | 0,40                  |
| 3                          | Paillasse en B.A | 0.15           | 25                          | 4.30                  |
| 4                          | Enduit en plâtre | 0.02           | 10,00                       | 0,20                  |
| 5                          | Contre marche    | /              | 25x0,17/2                   | 2,125                 |
| 6                          | Garde-corps      | /              | /                           | 0,20                  |
| <b>G<sub>2totale</sub></b> |                  |                |                             | <b>7.63</b>           |
| <b>Q<sub>2</sub></b>       |                  |                |                             | <b>2,5</b>            |

➤ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

• **Etat limite ultime ELU:**

$$q_{\text{upalier}} = (1,35 G_1 + 1,5 Q) \times 1\text{m} = 1,35 (5.27) + 1,5 (2,5) = \mathbf{10.86 \text{ kN/ml.}}$$

$$q_{\text{u paillasse}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q) \times 1\text{m} = 1,35 (7.63) + 1,5 (2,5) = \mathbf{14.05 \text{ kN/ml.}}$$

- **Etat limite de service ELS:**

$$q_{s \text{ palier}} = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = 5,27 + 2,5 = 7,77 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{spalliasse} = (G_2 + Q) \times 1\text{m} = 7,63 + 2,5 = 10,13 \text{ KN/ml.}$$

- **3) Calcul des efforts à l'ELU :**

- a) **1<sup>er</sup> type d'escalier h=3,06m (s.sol + étage courant) :**

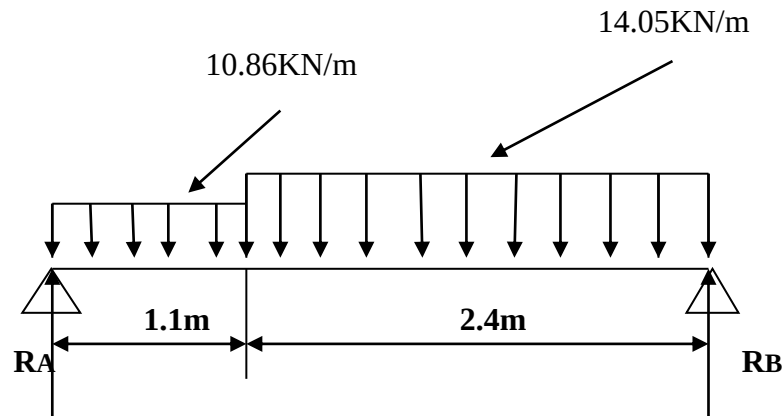


**Figure III. 2.3.1:** Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELU.

- **Calcul des réactions d'appuis:**

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_A + R_B = (14,05 \times 2,40) + (10,86 \times 1,10) = 45,66 \text{ KN.}$$

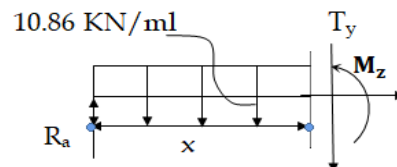
$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \cdot 3,50 - \left( 10,86 \times \frac{1,10^2}{2} \right) - (14,05 \times 2,4 \times 3,5) = 0$$

$$R_B = 24,04 \text{ KN.} \rightarrow R_A = 21,62 \text{ KN.}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

- **1er tronçon  $0 \leq x \leq 1,1\text{m}$  :**



**Efforts tranchants:**

$$T_y = -10,86 \cdot x + 21,62 \begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow T_y = 21,62 \text{ KN.} \\ x = 1,1\text{m} & \rightarrow T_y = 9,67 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = -10,86 \cdot \frac{x^2}{2} + 21,62 \cdot x \begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40\text{m} & \rightarrow M_z = +17,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ 2eme tronçon  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

**Efforts tranchants:**

$$T_y = 14,05 \cdot x - 24,04 \begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow T_y = -24,04 \text{ KN.} \\ x = 2,4\text{m} & \rightarrow T_y = +9,68 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = -14,05 \cdot \frac{x^2}{2} + 24,04 \cdot x \begin{cases} x = 0\text{m} & \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4\text{m} & \rightarrow M_z = +17,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque:**

- Calcul de la distance  $x_m$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 14,05 \cdot x - 24,04 = 0 \rightarrow x_m = \frac{24,04}{14,05} = 1,71\text{m}$$

$$M_{z_{\max}} = 20,57 \text{ KN.m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_m = 1,71\text{m}$ .

Donc :  $M_{z_{\max}} = 20,57 \text{ KN.m}$

**En tenant compte du semi-encastrement, on prend :**

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 M_{z_{\max}} = -6,17 \text{ KN.m} \\ \text{En travées : } M_u^t = 0,85 M_{z_{\max}} = 17,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

**Diagramme des efforts internes :**

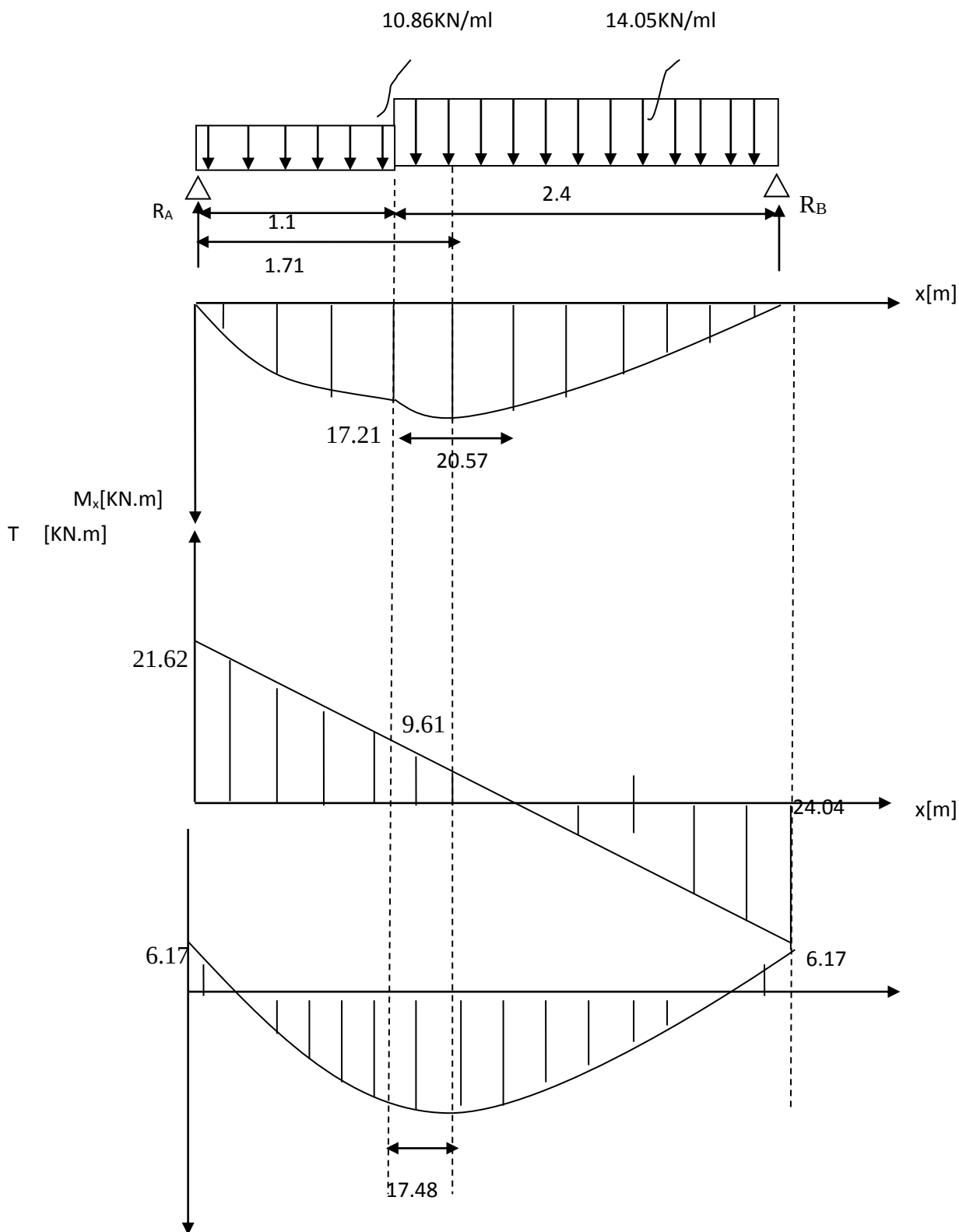
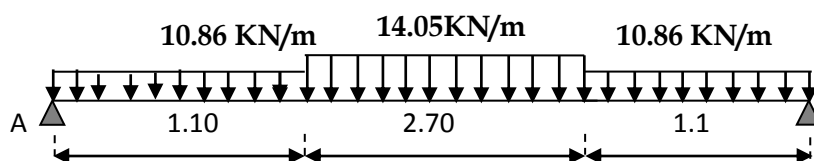


**Figure III-2-3.2 :** Diagramme des efforts internes à l'ELU

**b) Etude de deuxième cas d'escaliers h=4,08m :**
**1) Combinaison de charges à l'ELU :**

- **Palier :**  $q_u^p = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5 = 10.86 \text{ KN/m}$ .
- **Volée :**  $q_u^v = 1.35 \times 7.63 + 1.5 \times 2.5 = 14.05 \text{ KN/m}^2$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

**2) Etude des paillasse et des paliers :**

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

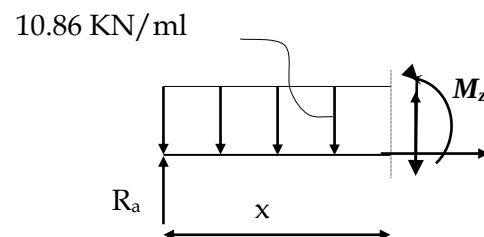
$$R_A + R_B = 61.827 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{10.86 \times 1.10^2}{2} + 14.05 \times 2.70 \times 2.45 + 10.86 \times 1.1 \times 4.35 = 4.9 R_B$$

**Donc:**  $R_A = 30.91 \text{ KN}$   
 $R_B = 30.91 \text{ KN}.$

**2-b) Calcul des efforts internes:**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,10\text{m}$



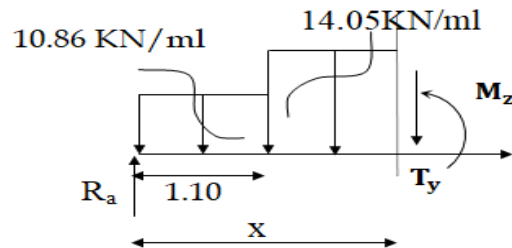
**Efforts tranchants:**

$$T_y = -10.86 \cdot x + 30.91 \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 30.91 \text{ KN}. \\ x = 1,1\text{m} \rightarrow T_y = 18.96 \text{ KN}. \end{cases}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = -10.86 \cdot \frac{x^2}{2} + 30.91 \cdot x \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.10\text{m} \rightarrow M_z = +27.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.1 \leq x \leq 3.8\text{m}$



**Effort tranchants :**

$$T_y = -10,86 \cdot 1,10 - 14,05 \cdot (x - 1,1) + 30,91 \begin{cases} x = 1,1\text{m} \rightarrow T_y = 18,96\text{KN} \\ x = 3,80\text{m} \rightarrow T_y = -18,96\text{KN.m} \end{cases}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = -10,86 \cdot 1,1 \cdot \left(x - \frac{1,10}{2}\right) + 30,91 \cdot x - 14,05 \cdot (x - 1,1) \left(\frac{x - 1,10}{2}\right)$$

$$\begin{cases} x = 1,1\text{m} \rightarrow M_z = +27,43\text{KN} \\ x = 3,80\text{m} \rightarrow M_z = +27,42\text{KN} \end{cases}$$

**Remarque :**

- Calcul de la distance  $x_m$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \quad -10,86 \cdot 1,10 - 14,05 \cdot (x - 1,1) + 30,91 = 0$$

$$x_m = \frac{34,43}{14,05} = 2,45\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_m = 2,45\text{m}$ .

Donc :  $M_z \text{ max} = 40,23\text{KN.m}$

**En tenant compte du semi-encastrement, on prend :**

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 M_z \text{ max} = -12,07\text{KN.m} \\ \text{En travées : } M_u^t = 0,85 M_z \text{ max} = 34,19\text{KN.m} \end{cases}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

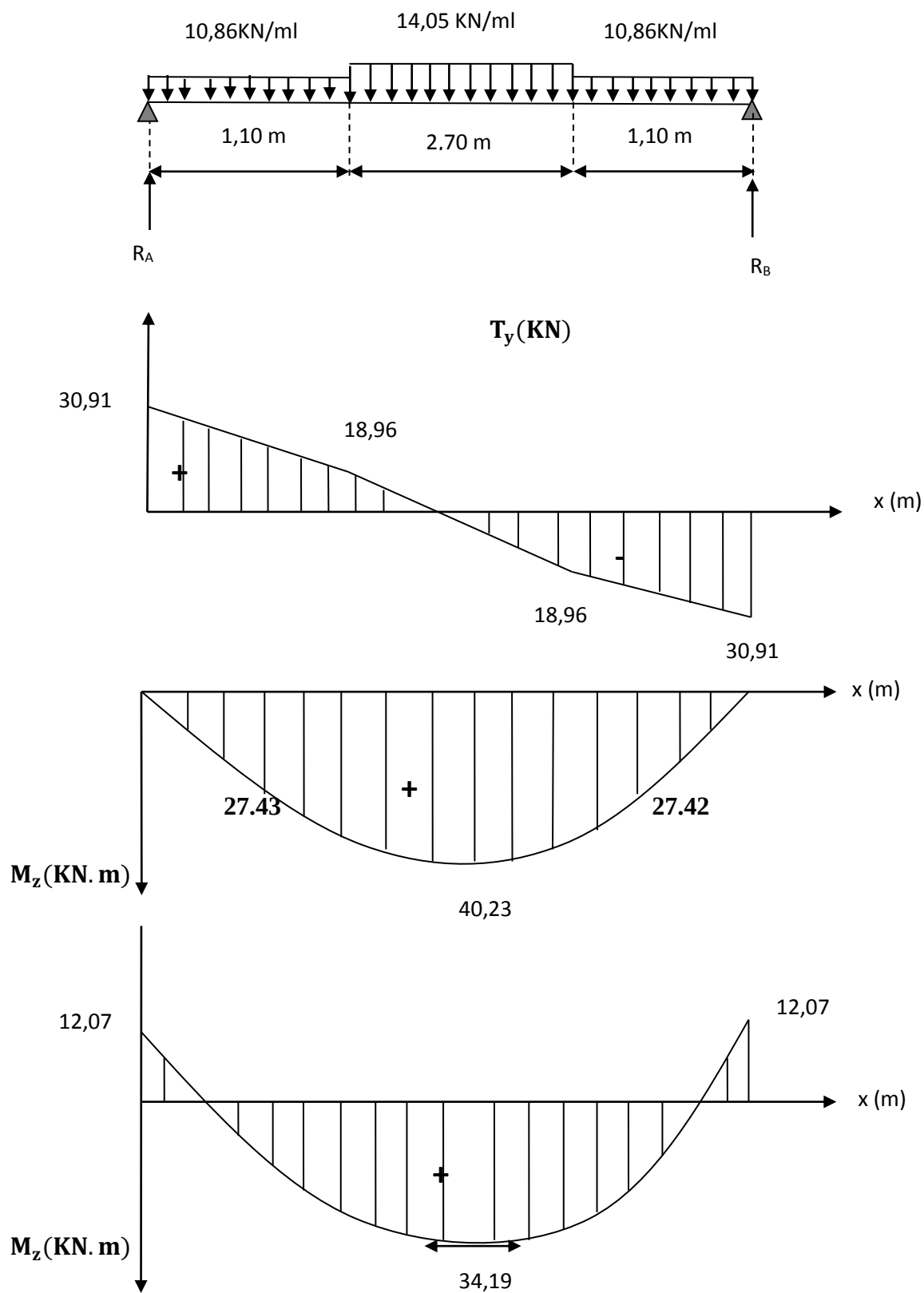
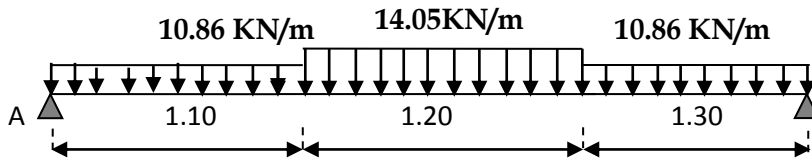


**Figure III.2.3.3 :** Diagrammes des moments et des efforts internes

c) Etude de 3<sup>ème</sup> cas:Figure III. 2.3.4: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU.▪ 1) Calcul des réactions d'appuis :

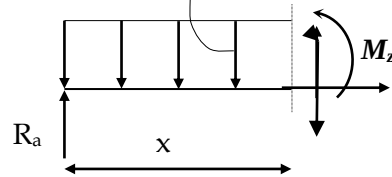
$$R_A + R_B = 42.924 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{10.86 \times 1.10^2}{2} + 14.05 \times 1.30 \times 1.7 + 10.86 \times 1.3 \times 2.95 = 3.6 R_B$$

$$\text{Donc: } R_A = 21.57 \text{ KN} \quad R_B = 21.35 \text{ KN.}$$

▪ 2) Etude des paillasse et des paliers :

Calcul des efforts internes:

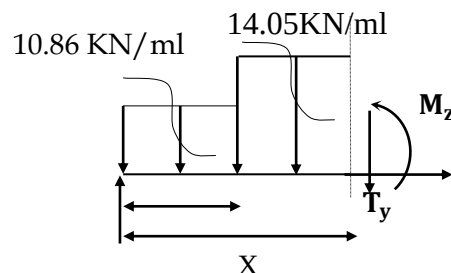
➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,10\text{m}$       10.86 KN/ml

Efforts tranchants:

$$T_y = -10.86 \cdot x + 21.57 \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 21.57 \text{ KN.} \\ x = 1,1\text{m} \rightarrow T_y = 9.62 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = -10.86 \cdot \frac{x^2}{2} + 21.57 \cdot x \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.10\text{m} \rightarrow M_z = +17.156 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.1 \leq x \leq 2.3\text{m}$ 

Effort tranchants :

$$T_y = -10.86 \cdot 1.10 - 14.05 \cdot (x - 1.1) + 21.57$$

$$\begin{cases} x = 1.1\text{m} \rightarrow T_y = 9.624 \text{ KN.} \\ x = 2.30\text{m} \rightarrow T_y = -7.236 \text{ KN.m} \end{cases} R_A$$

Moments fléchissant:

$$M_z = -10.86 \cdot 1.1 \cdot (x - 0.55) + 21.57 \cdot x - 14.05 \cdot (x - 1.1) \left( \frac{x - 1.10}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 1.1\text{m} \rightarrow M_z = +17.156 \text{ KN.} \\ x = 2,30\text{m} \rightarrow M_z = +18.589 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,30$

**Efforts tranchants:**

$$T_y = 10,86 \cdot x - 21,35 \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = -21,35 \text{ KN.} \\ x = 1,3\text{m} \rightarrow T_y = -7,23 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Moments fléchissant:**

$$M_z = -10,86 \cdot \frac{x^2}{2} + 21,35 \cdot x \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,30\text{m} \rightarrow M_z = +18,578 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

- Calcul de la distance  $x_m$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \quad -10,86 \cdot 1,10 - 14,05 \cdot (x - 1,1) + 21,57 = 0$$

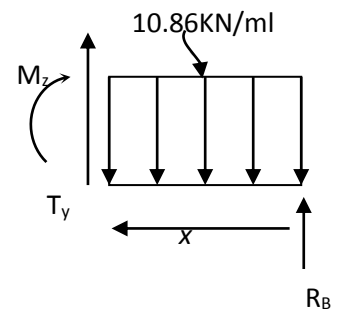
$$x_m = \frac{25,08}{14,05} = 1,78\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_m = 1,78\text{m}$ .

Donc :  $M_z \text{ max} = 20,45 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 M_z \text{ max} = -6,13 \text{ KN.m} \\ \text{En travées : } M_u^t = 0,85 M_z \text{ max} = 17,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

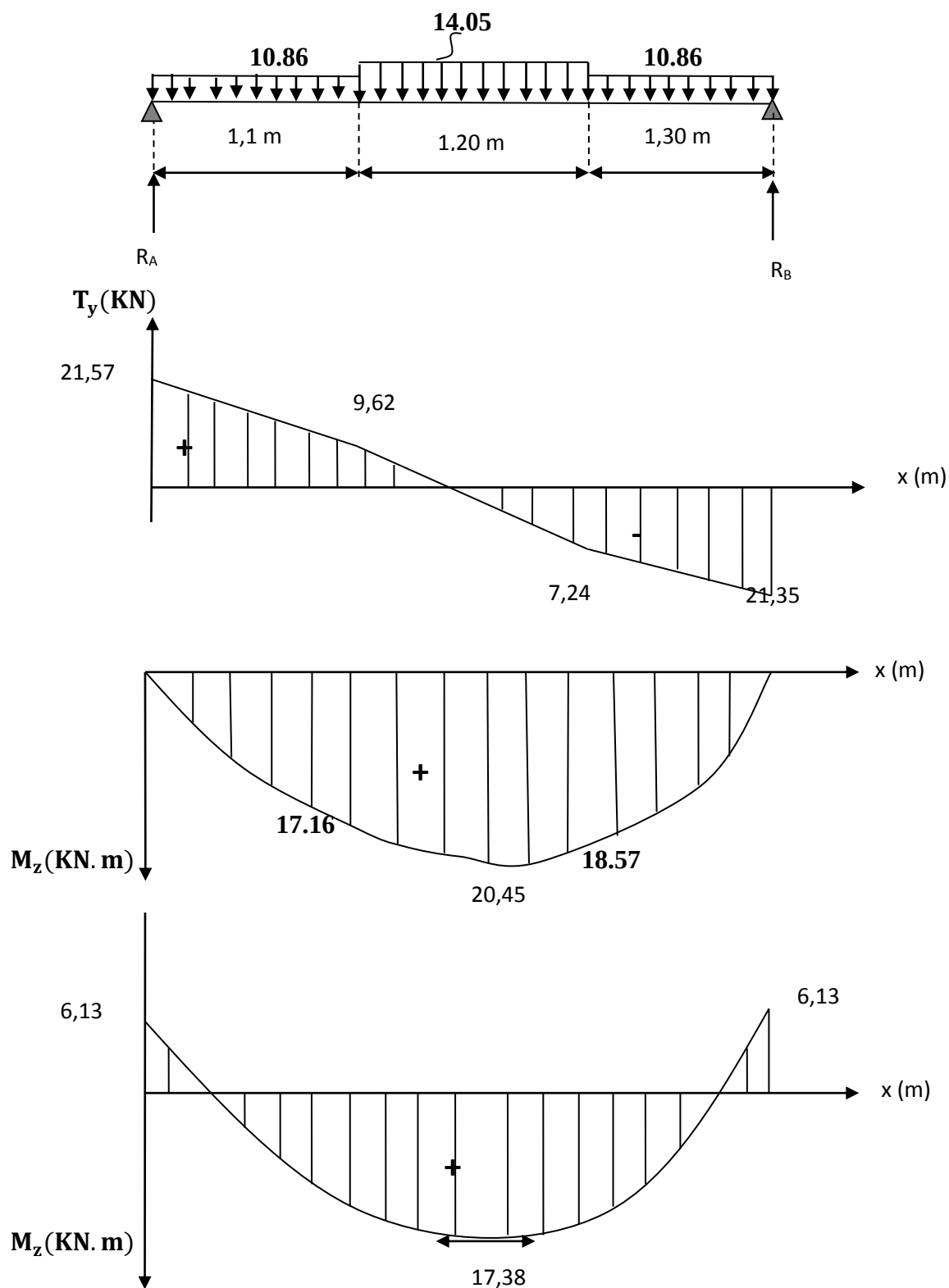


**Figure III.2.3.5 :** Diagrammes des moments et des efforts internes

**Remarque :**

Après les calculs précédents on prend le cas le plus défavorable dans nos escaliers.  
Donc on a ;

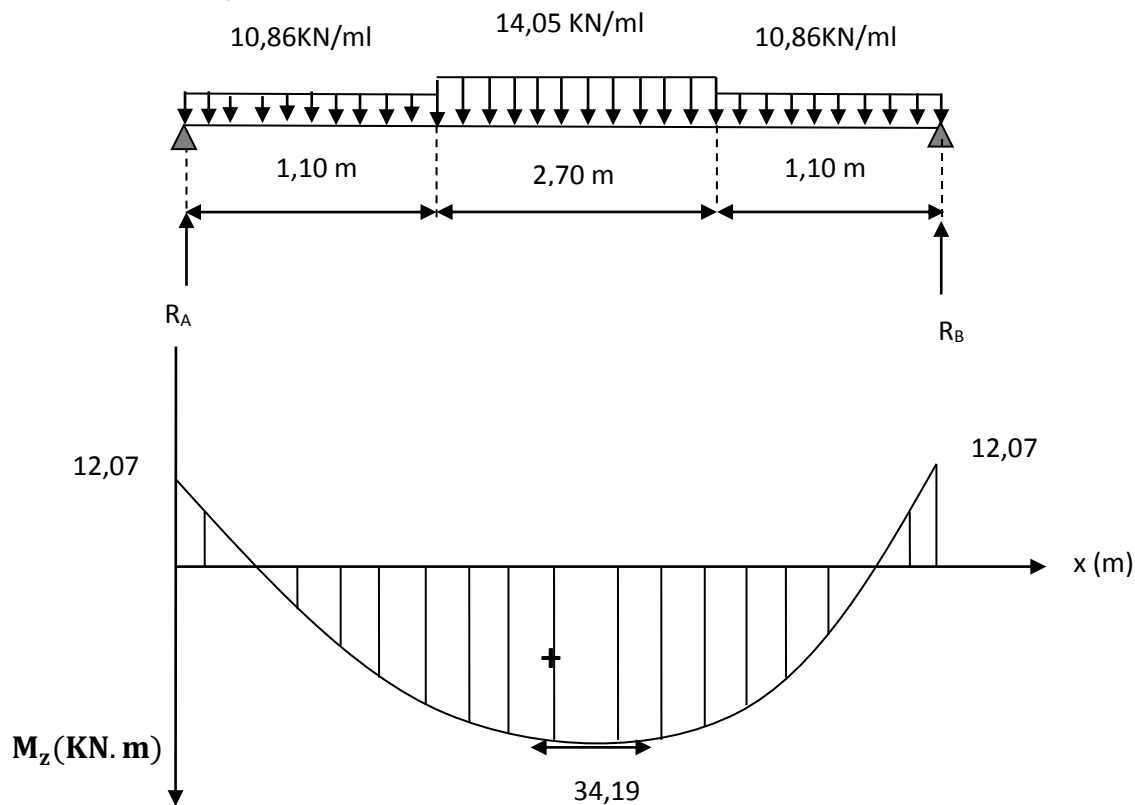


**Figure III.2.3.6 :** Diagrammes des moments et des efforts internes

### **III-2-4-Calcul des armatures à l'ELU :**

#### **A) Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

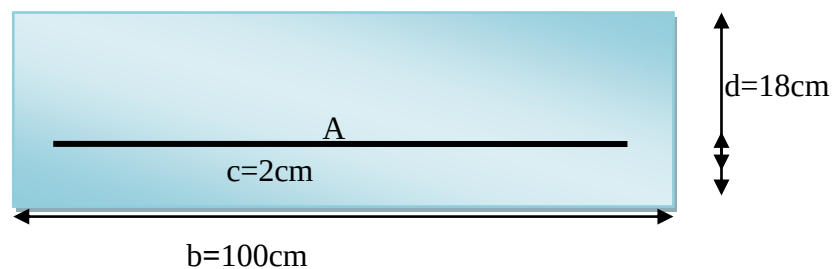


**Figure III .2.4.1 :** une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,07 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,026 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,07 \cdot 10^2}{0,987 \times 18 \times 34,8} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3,92 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement St = 20cm.

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,19 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,074 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{34,19 \cdot 10^2}{0,962 \times 18 \times 34,8} = 5,67 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12/ml = 5,65 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement St = 20cm

### B) **Armatures de répartition:**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3,92cm<sup>2</sup> ; avec un espacement St = 20cm.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3,92 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement St = 20cm.

### C) **vérifications à l'E.L.U :**

#### 1) **Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales** —→ St < min {3h ; 33cm}

$$St=20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

➤ **Armatures de répartition** —→ St < min {4h ; 45cm}

$$St=20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

**2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**
- **En travée :**  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{30.91 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.172 \text{ MPa.}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

**4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3) :**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de :  $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,91 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

### 5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.l_s$  pour les aciers H.

$L_c = 0,4.l_s = 17,2 \text{ cm}$ , donc on prend:  $L_c = 18 \text{ cm}$ .

### 6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4.a.b.f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0,9.d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 100 \times 25 / 1,5 = 10800 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,50 \text{ KN} < T_u = 10800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III-2-5) Calcul à l'E.L.S :

**Palier:**  $q_{s1} = (5,27 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,77 \text{ KN/ml}$

**Volée:**  $q_{s2} = (7,63 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,13 \text{ KN/ml}$

Les réactions d'appuis :

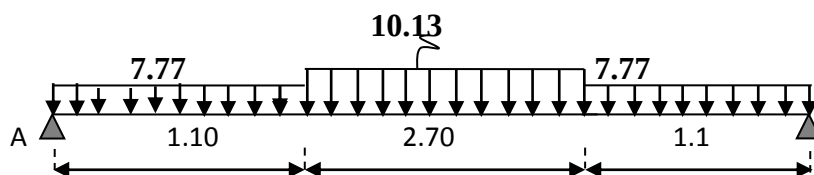


**Figure III-2.5.1 : Schéma statique à l'ELS**

D'après les formules de la RDM:

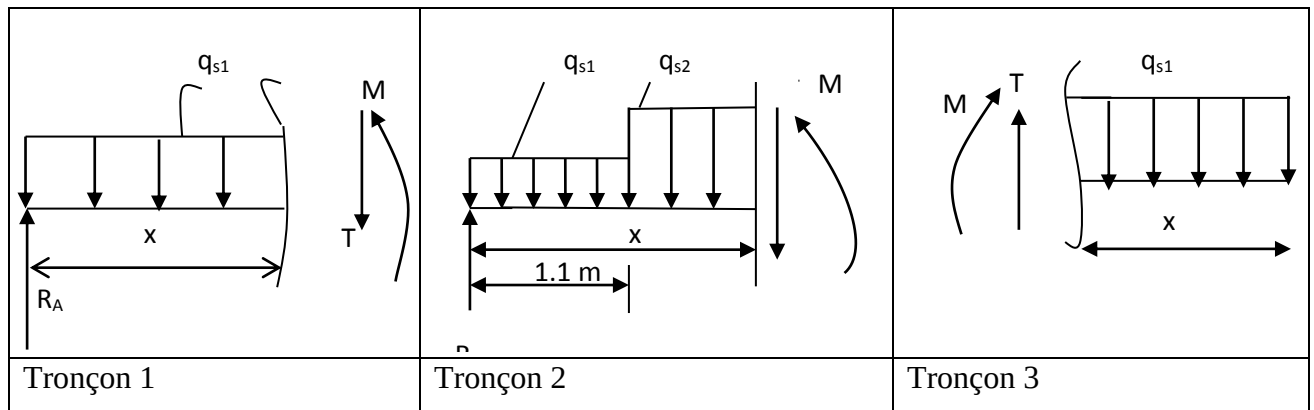
$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (7,77 \times 1,10) + (10,13 \times 2,70) + (7,77 \times 1,10) = 44,44 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 44,44 \text{ KN} \quad \Sigma M/A = 0 ;$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 7,77 \times 1,10 \times 0,55 + 10,13 \times 2,70 \times 2,45 + 7,77 \times 1,10 \times 4,35 = 4,9 R_B$$

$$\text{Donc: } R_A = 22,22 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,22 \text{ KN.}$$



| Tronçon (m)           | Effort tranchant (Ty) | Moment fléchissant (Mz)        | X(m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|------|---------|-----------|
| $0 \leq X \leq 1,1$   | $-7,77 X + 22,22$     | $-3,885 X^2 + 22,22 X$         | 0    | 22,22   | 0         |
|                       |                       |                                | 1,1  | 13,67   | 19,74     |
| $1,1 \leq X \leq 3,8$ | $-10,13 X + 24,81$    | $-5,065 X^2 + 24,82 X - 1,428$ | 1,1  | 13,67   | 19,74     |
|                       |                       |                                | 3,8  | -13,68  | 19,74     |
| $0 \leq X \leq 1,1$   | $7,77 X - 22,22$      | $-3,885 X^2 + 22,22 X$         | 0    | -22,22  | 0         |
|                       |                       |                                | 1,1  | -13,67  | 19,74     |

**Remarque :**

- Calcul de la distance  $x_m$  où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u}{dx} = 0 \quad -10,13X + 24,81 = 0$$

$$x_m = \frac{24,81}{10,13} = 2,45 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur :  $x_m = 2,45 \text{ m}$ .

Donc :  $M_z \text{ max} = 28,98 \text{ KN.m}$

**En tenant compte du semi-encastrement, on prend :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 M_z \text{ max} = -8,69 \text{ KN.m} \\ \text{En travées : } M_u^t = 0,85 M_z \text{ max} = 24,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

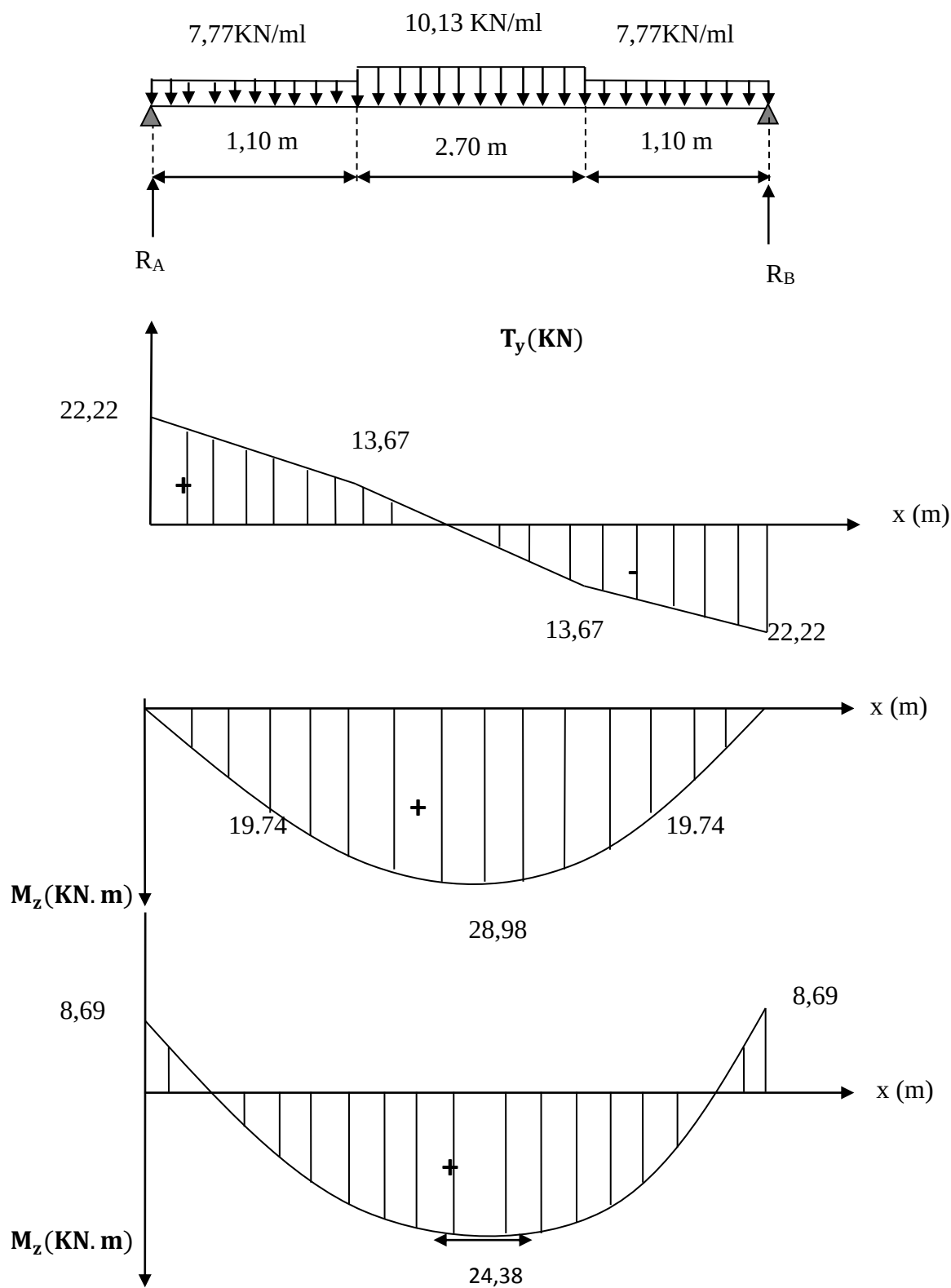


**Figure III.2.5.2 :** Diagrammes des moments et des efforts internes

**III-2-6) Vérification à l'E.L.S :****a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

**b) A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :****➤ En appui :**

- On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,218$$

De tableau  $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,925 \\ k_1 = 51,67 \end{array} \right.$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{8,69 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 392} = 133,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans les bétons est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 133,14 / 51,67 = 2,58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**➤ En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

De tableau  $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,912 \\ k_1 = 41,82 \end{array} \right.$

- La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{24,38 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 262,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans les bétons est :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 262,86 / 41,82 = 6,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation :**

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

**Avec :**

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

M<sub>t</sub> : Moment en travée.

M<sub>0</sub> : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{490} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.

- Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

- Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[ \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 \right] = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,67 \text{ cm}$$

- Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,67^3) + 15 [5,65 (9,67 - 2)^2] = 71763,61 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384E_{v28}I_0}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$E_{v28}$  : module de déformation longitudinale différée du béton.

$$F = \frac{5 \times 10,13 \times (4,90)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 71763,61 \times 10^{-2}} = 0,0097 \text{ m} = 0,97 \text{ cm}$$

$$\overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$$F = 0,97 \text{ cm} < \overline{F} = 0,98 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

**III.6 Introduction:**

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

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

- ▶ Les planchers à corps creux.
- ▶ Les escaliers
- ▶ La dalle pleine de la cage d'ascenseur.

**III.6.1 Les planchers à corps creux:**

Le calcul se fait pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

**II.6.2. ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

▶ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $A_{\perp}$ ) :**

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

$L = 60$  cm ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec un espacement de : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

▶ **Armatures parallèles aux poutrelles ( $A_{//}$ ) :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{s1} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement de :  $e=20\text{cm}$ .

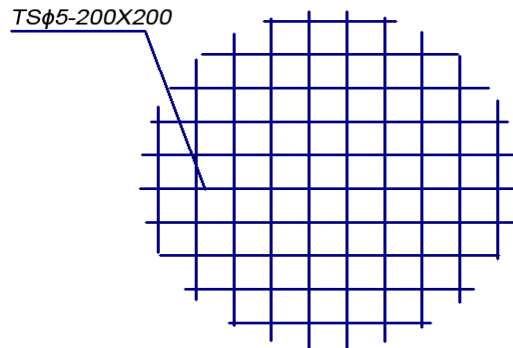


**Figure.III.6.1** : Treillis soudé

### III.6.3.calcul de la poutrelle:

- **1<sup>ère</sup>étape** : avant coulage de la dalle de compression
- **La largeur de la dalle de compression** :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

#### • **Calcul de largeur de la table de compression :**

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2}. \\ b_1 \leq \frac{L}{10}. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0. \end{cases}$$

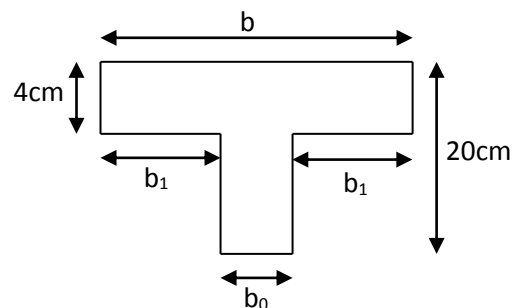


**Figure. III.6.2** : Dimensions de la poutrelle

#### **Avec :**

**a** : distance entre deux face voisines de nervure.

**L**: distance entre axe des poutrelles  $L=60\text{cm}$

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 3.65 \text{ m}$  (la travée la plus sollicitée).

**b**: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0= 12 \text{ cm}$ ).

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression (**h<sub>0</sub>** = 4 cm).

**h** : hauteur totale du plancher.

**Application :**

$$b_1 \leq (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 370 / 10 = 37 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \left(\frac{2}{3}\right) \times (370/2) = 123.33 \text{ cm}$$

Donc  $b_1 = 24 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ 24 \text{ cm} ; 37 \text{ cm} ; 123.33 \text{ cm} \right\}$$

**Chargement :**

Poids propre .....  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux .....  $G' = 0,95 \times 0,60 = 0,57 \text{ KN/ml}$

Poids ouvrier .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

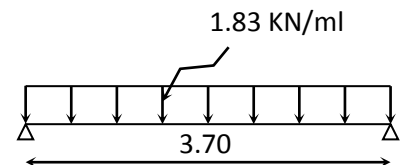
**III.6.3. Calcul à L'ELU :**

**a)-Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0,12 + 0,57) + 1.50 (1 \times 0,60) = 1,83 \text{ KN/ml}$$

b)-Ferraillage à l'ELU :



• **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,83 \times (3,7)^2}{8} = 3,13 \text{ KN.ml}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

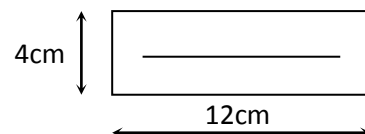
$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,83 \times 3,7}{2} = 3,40 \text{ KN}$$

• **Ferraillage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3,13 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 4,59 > 0,394$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



**Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais est de 80 à 120 cm).

- **2<sup>ème</sup> étape :** après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

- **Poids propre du plancher** :  $G = 5,14 \times 0,60 = 3,08 \text{ KN/ml}$ .
- **Surcharge d'exploitation** :  $Q = 2,5 \times 0,60 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .

### 1- Les combinaisons des charges :

- **ELU** :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,41 \text{ KN/ml}$

- **ELS** :  $q_s = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml}$

### 2- Calcul des efforts internes :

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

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

Dans notre projet on a 3 cas à calculer tel que :

- **1<sup>er</sup> cas** : poutre reposant sur 6 appuis.
- **2<sup>ème</sup> cas** : poutre reposant sur 7 appuis.
- **3<sup>ème</sup> cas** : poutre reposant sur 5 appuis.

#### ✓ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

$$Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2) ; 2G = 2 \times 1,5 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \max(3 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

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

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

- **Condition 3** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- **Condition 4** : Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

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

| La travée | Longueur $L_i$ [m] | $L_i/L_{i+1}$ | Conclusion         |
|-----------|--------------------|---------------|--------------------|
| $L_1$     | 3.30               | <b>0.89</b>   | Condition vérifiée |
| $L_2$     | 3.70               |               |                    |
| $L_2$     | 3.70               | <b>1.06</b>   | Condition vérifiée |
| $L_3$     | 3.50               |               |                    |
| $L_3$     | 3.50               | <b>0.95</b>   | Condition vérifiée |
| $L_4$     | 3.70               |               |                    |
| $L_4$     | 3.70               | <b>1.12</b>   | Condition vérifiée |
| $L_5$     | 3.30               |               |                    |

**Tableau III.6.1** : Rapport des portées successives.

### Conclusion :

Donc pour le 1<sup>er</sup> cas la méthode forfaitaire est applicable.

#### ❖ Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### - Présentation de la méthode :

**$M_0$** : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges

**$M_w$ ,  $M_e$** : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée

**$\alpha$**  : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

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

$$\alpha = 0,327 : (0 < \alpha < 2/3)$$

#### - Les valeurs $M_w$ , $M_e$ , $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{travées intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{travées de rives})$$

Pour  $\alpha = 0,327$  ;  $(1 + 0,3\alpha) = 1,098$  ;  $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.549$  ;  $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.649$ .

- **La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires ne doit pas être inférieure à :**

**0,6M<sub>0</sub>**: une poutre à deux travées.

**0,5M<sub>0</sub>** : les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4M<sub>0</sub>**: les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

### **b-Études des poutrelles:**

Dans notre cas, on a une poutrelle sur six (6) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

- **1<sup>er</sup> cas** : poutre reposant sur 6 appuis.

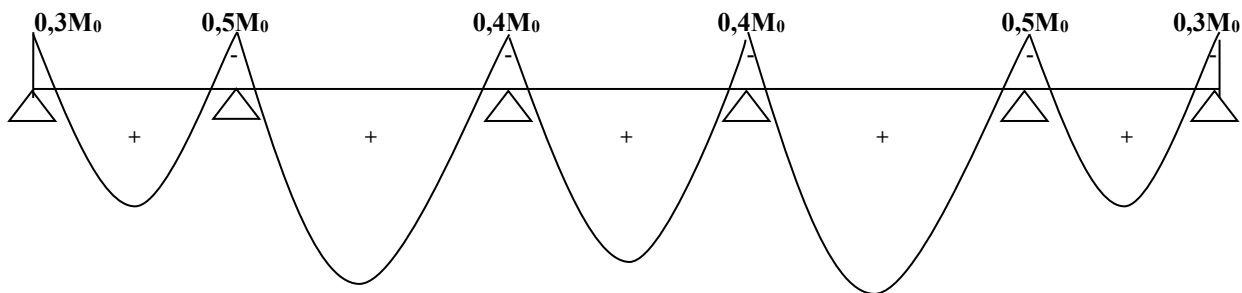


**Figure III.6.3** : diagramme des moments d'une poutre continue.

### **❖ Calcul des moments en travées :**

- **Travées de rive :**

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.649 M_0$$

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_W + M_e}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05 M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.65 M_0 \\ M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.1 M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

On prend **M<sub>t</sub> = 0,7 M<sub>0</sub>**

• **Travées intermédiaires :**

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.55M_0$$

$$M_t \geq \max \left\{ 1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05 M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.60M_0 \\ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.1 M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0.65M_0 \end{array} \right.$$

On prend  **$M_t = 0.65 M_0$**

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.41 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.41 \times 3.30^2}{8} = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.41 \times 3.70^2}{8} = 10.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.41 \times 3.50^2}{8} = 8.82 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_6 = 0.3 M_{01} = 2.62 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 M_{02} = 5.48 \text{ K N.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 M_{03} = 3.52 \text{ K N.m}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants:**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

**Avec :**  $T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

| Travée | 1-2    | 2-3    | 3-4    | 4-5    | 5-6   |
|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| $M_w$  | 2.62   | 5.48   | 3.52   | 3.52   | 5.48  |
| $M_e$  | 5.48   | 3.52   | 3.52   | 5.48   | 2.62  |
| $T_w$  | -11.44 | -11.32 | -11.21 | -12.38 | -9.71 |
| $T_e$  | 9.71   | 12.40  | 11.23  | 11.34  | 11.44 |

**Tableau III.6.2** : Calcul des moments aux travées.

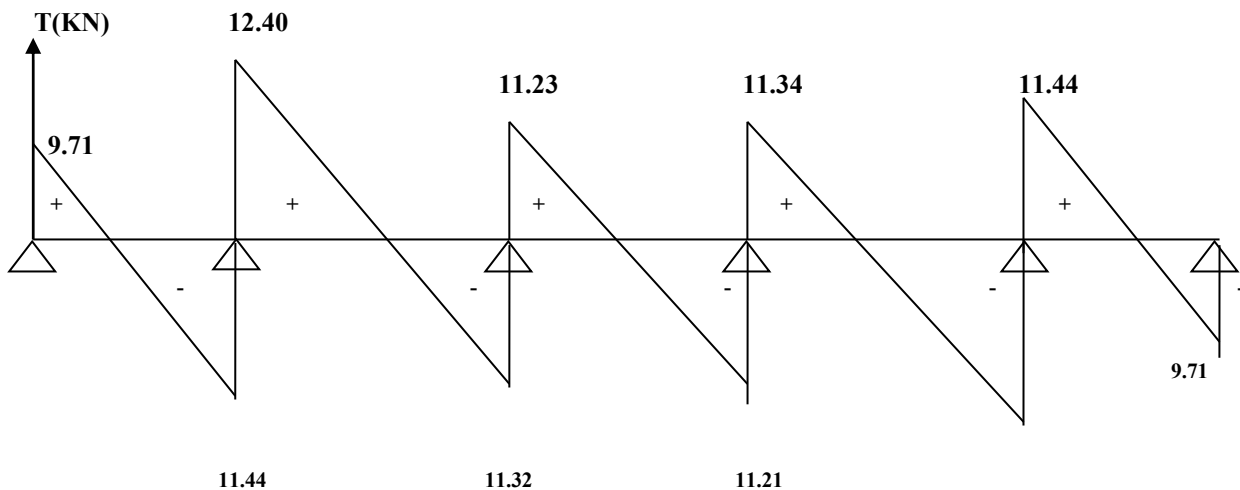


**Figure III-6-4** Diagramme des efforts tranchants

- **2eme cas** : poutre reposants sur 7 appuis

#### III.6.4.Choix de la méthode de calcul :

##### 1- Méthode forfaitaire :

- **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup>

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} < 2 \times 6.41 = 12.82 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  **condition vérifiée**

- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées

$\Rightarrow$  **condition vérifiée**

- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i / L_{i+1} = 3.30 / 3.70 = 0.89$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.70 / 3.50 = 1.06$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.50 / 3.70 = 0.95$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.70 / 3.30 = 1.12$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.30 / 2.05 = 1.60 > 1.25$$

⇒ condition non vérifiée

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⇒ Condition vérifiée

**Conclusion :** la 3ème condition n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

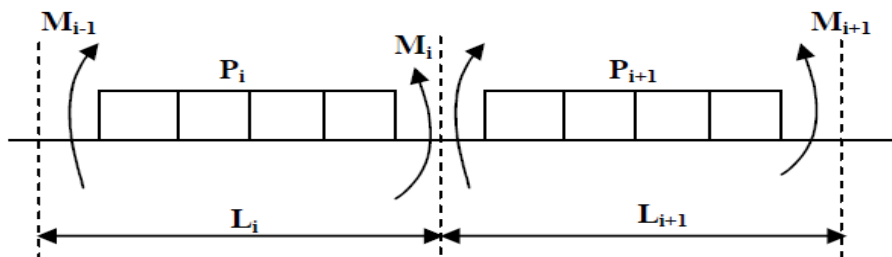
Le calcul se fera alors par la méthode des trois moments.

## 2- Exposition de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire. on considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatiques de longueur respectives  $l_i$  et  $l_{i+1}$ .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

- Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes :



- Principe de la méthode des trois moments :**

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

- Aux appuis :**

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

- En travée:**

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

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

**Avec:**

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

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

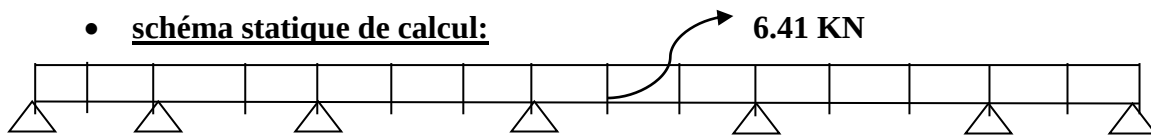
$L_{i+1}$ : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

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

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

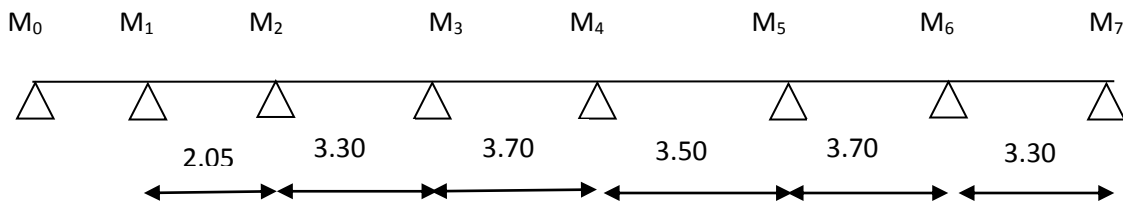
**Application:**

- schéma statique de calcul:**



➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons :  $M_1=M_8$ ;  $M_2=M_7$ ;  $M_3=M_6$ ;  $M_4=M_5$ .



Pour  $i=1$  .....  $4.1 M_1 + 2.05 M_2 = -13.8$  ..... (1)

Pour  $i=2$  .....  $2.05 M_1 + 10.7 M_2 + 3.3 M_3 = -71.39$  ..... (2)

Pour  $i=3$  .....  $3.3 M_2 + 14 M_3 + 3.7 M_4 = -138.76$  ..... (3)

Pour  $i=4$  .....  $3.7 M_3 + 14.4 M_4 + 3.5 M_5 = -149.87$  ..... (4)

Pour  $i=5$  .....  $3.5 M_4 + 14.4 M_5 + 3.7 M_6 = -149.87$  ..... (5)

Pour  $i=6$  .....  $3.7 M_5 + 14 M_6 + 3.3 M_7 = -138.76$  ..... (6)

Pour  $i=7$  .....  $3.3 M_6 + 6.6 M_7 = -57.58$  ..... (7)

**La résolution du système nous donne :**

$$M_1 = -1.24 \text{ KN.m} , M_2 = -4.24 \text{ KN.m} , M_3 = -7.11 \text{ KN.m} , M_4 = -6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6.56 \text{ KN.m} ; M_6 = -6.60 \text{ KN.m} , M_7 = -4.26 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-1.24) - (1/3) \times (-1.24) = -0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-4.24) - (1/3) \times (-4.24) = -2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-7.11) - (1/3) \times (-7.11) = -4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-6.58) - (1/3) \times (-6.58) = -4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-6.56) - (1/3) \times (-6.56) = -4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-6.60) - (1/3) \times (-6.60) = -4.40 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = (-4.26) - (1/3) \times (-4.26) = -2.84 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

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

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

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

suivante :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

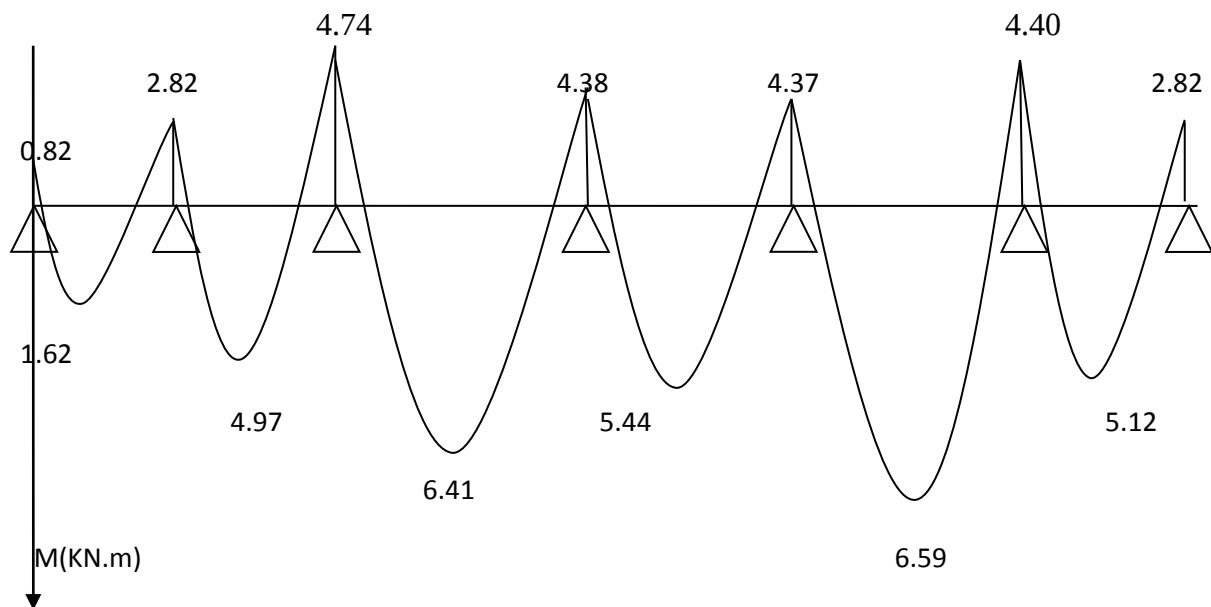
| Travées | L<br>(m) | $q_u$ (KN/m) | $M_i$<br>(KN.m) | $M_{i+1}$<br>(KN.m) | X<br>(m) | $M_i(x)$ (KN.m) |
|---------|----------|--------------|-----------------|---------------------|----------|-----------------|
| 1-2     | 2.05     | 6.41         | -0.82           | -2.82               | 0.87     | 1.62            |
| 2-3     | 3.30     | 6.41         | -2.82           | -4.74               | 1.56     | 4.97            |
| 3-4     | 3.70     | 6.41         | -4.74           | -4.38               | 1.87     | 6.471           |
| 4-5     | 3.50     | 6.41         | -4.38           | -4.37               | 1.75     | 5.44            |
| 5-6     | 3.70     | 6.41         | -4.37           | -4.40               | 1.84     | 6.59            |
| 6-7     | 3.30     | 6.41         | -4.40           | -2.84               | 1.72     | 5.12            |

**Tableau III.6.3** : Calcul des moments aux travées.

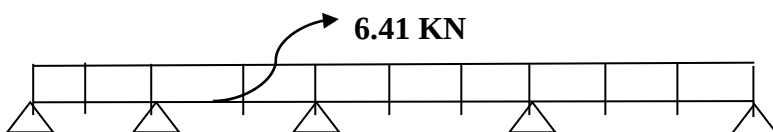
b) **Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

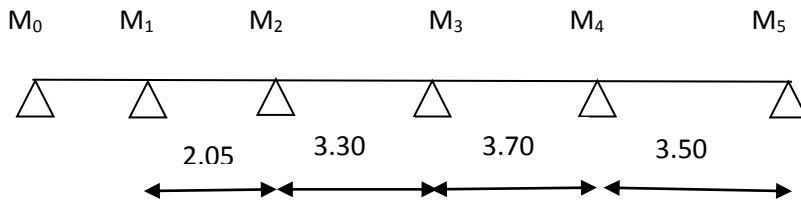
| Travées | L<br>(m) | $q_u$ (KN/m) | $M_i$<br>(KN.m) | $M_{i+1}$<br>(KN.m) | $V(x)$ (KN) |         |
|---------|----------|--------------|-----------------|---------------------|-------------|---------|
|         |          |              |                 |                     | $x = 0$     | $x = L$ |
| 1-2     | 2.05     | 6.41         | -0.82           | -2.82               | 5.59        | -7.55   |
| 2-3     | 3.30     | 6.41         | -2.82           | -4.74               | 9.99        | -11.15  |
| 3-4     | 3.70     | 6.41         | -4.74           | -4.38               | 11.95       | -11.76  |
| 4-5     | 3.50     | 6.41         | -4.38           | -4.37               | 11.22       | -11.21  |
| 5-6     | 3.70     | 6.41         | -4.37           | -4.40               | 11.85       | -11.86  |
| 6-7     | 3.30     | 6.41         | -4.40           | -2.84               | 11.05       | -10.10  |

**Tableau III.6.4** : Calcul des efforts tranchants à l'ELU**FigIII.6.5** : Diagramme des moments fléchissant

- **3<sup>ème</sup> cas** : poutrelles qui reposent sur 5 appuis :
- **schéma statique de calcul:**



➤ **Calcul des moments sur appuis :**



Pour  $i=1$  .....  $4.1 M_1 + 2.05 M_2 = -13.8$  ..... (1)

Pour  $i=2$  .....  $2.05 M_1 + 10.7 M_2 + 3.3 M_3 = -71.39$  ..... (2)

Pour  $i=3$  .....  $3.3 M_2 + 14 M_3 + 3.7 M_4 = -138.76$  ..... (3)

Pour  $i=4$  .....  $3.7 M_3 + 14.4 M_4 + 3.5 M_5 = -149.87$  ..... (4)

Pour  $i=5$  .....  $3.5 M_4 + 7 M_5 = -68.70$  ..... (5)

**La résolution du système nous donne :**

$$M_1 = -1.10 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4.53 \text{ KN.m} \quad M_3 = -6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9.56 \text{ KN.m} \quad M_5 = -5.24 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de  $1/3$  et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-1.10) - (1/3) \times (-1.10) = -0.73 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-4.53) - (1/3) \times (-4.53) = -3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-6.26) - (1/3) \times (-6.26) = -4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-9.56) - (1/3) \times (-9.56) = -6.37 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-5.24) - (1/3) \times (-5.24) = -3.49 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

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

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \cdot \frac{x}{L}$$

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

suivante :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

| Travées | L (m) | q <sub>u</sub> (KN/m) | M <sub>i</sub> (KN.m) | M <sub>i+1</sub> (KN.m) | X (m) | M <sub>i</sub> (x) (KN.m) |
|---------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------|---------------------------|
| 1-2     | 2.05  | 6.41                  | -0.73                 | -3.02                   | 0.85  | 1.59                      |
| 2-3     | 3.30  | 6.41                  | -3.02                 | -4.17                   | 1.59  | 5.14                      |
| 3-4     | 3.70  | 6.41                  | -4.17                 | -6.37                   | 1.75  | 5.72                      |
| 4-5     | 3.50  | 6.41                  | -6.37                 | -3.49                   | 1.87  | 4.94                      |

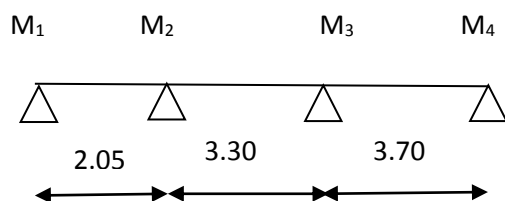
**Tableau III.6.5** : Calcul des moments aux travées.**b) Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

| Travées | L (m) | q <sub>u</sub> (KN/m) | M <sub>i</sub> (KN.m) | M <sub>i+1</sub> (KN.m) | V(x)(KN) |        |
|---------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|----------|--------|
|         |       |                       |                       |                         | x = 0    | x = L  |
| 1-2     | 2.05  | 6.41                  | -0.73                 | -3.02                   | 5.45     | -7.69  |
| 2-3     | 3.30  | 6.41                  | -3.02                 | -4.17                   | 10.22    | -10.93 |
| 3-4     | 3.70  | 6.41                  | -4.17                 | -6.37                   | 11.26    | -12.45 |
| 4-5     | 3.50  | 6.41                  | -6.37                 | -3.49                   | 12.04    | -10.39 |

**Tableau III.6.6** : Calcul des efforts tranchants à l'ELU

**4<sup>ème</sup> cas** : poutrelles qui reposent sur 4 appuis :

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Pour i=1.....4.1 M<sub>1</sub> + 2.05 M<sub>2</sub> = - 13.8.....(1)

Pour i=2.....2.05 M<sub>1</sub> + 10.7 M<sub>2</sub> + 3.3 M<sub>3</sub> = -71.39.....(2)

Pour i=3.....3.3M<sub>2</sub> + 14 M<sub>3</sub> + 3.7 M<sub>4</sub> = -138.76.....(3)

Pour i=4.....3.7M<sub>3</sub> + 14.4 M<sub>4</sub> = - 81.17.....(4)

La résolution du système nous donne :

M<sub>1</sub>= - 1.23KN.m M<sub>2</sub>= - 4.27KN.m

M<sub>3</sub>= - 7.02KN.m

M<sub>4</sub>= - 6.92 KN.m

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de  $1/3$  et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = (-1.23) - (1/3) \times (-1.23) = -0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-4.27) - (1/3) \times (-4.27) = -2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-7.02) - (1/3) \times (-7.02) = -4.68 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-6.92) - (1/3) \times (-6.92) = -4.61 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

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

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

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

$$\text{suivante : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

| Travées | L (m) | $q_u$ (KN/m) | $M_i$ (KN.m) | $M_{i+1}$ (KN.m) | X (m) | $M_t(x)$ (KN.m) |
|---------|-------|--------------|--------------|------------------|-------|-----------------|
| 1-2     | 2.05  | 6.41         | -0.73        | -3.02            | 0.85  | 1.59            |
| 2-3     | 3.30  | 6.41         | -3.02        | -4.17            | 1.59  | 5.14            |
| 3-4     | 3.70  | 6.41         | -4.17        | -6.37            | 1.75  | 5.72            |
| 4-5     | 3.50  | 6.41         | -6.37        | -3.49            | 1.87  | 4.94            |

**Tableau III.6.7 :** Calcul des moments aux travées.

b) **Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

| Travées | L<br>(m) | $q_u$ (KN/m) | $M_i$<br>(KN.m) | $M_{i+1}$<br>(KN.m) | $V(x)$ (KN) |         |
|---------|----------|--------------|-----------------|---------------------|-------------|---------|
|         |          |              |                 |                     | $x = 0$     | $x = L$ |
| 1-2     | 2.05     | 6.41         | -0.73           | -3.02               | 5.45        | -7.69   |
| 2-3     | 3.30     | 6.41         | -3.02           | -4.17               | 10.22       | -10.93  |
| 3-4     | 3.70     | 6.41         | -4.17           | -6.37               | 11.26       | -12.45  |
| 4-5     | 3.50     | 6.41         | -6.37           | -3.49               | 12.04       | -10.39  |

**Tableau III.6.8:** Calcul des efforts tranchants à l'ELU**Conclusion :**

$$M_t^{\max} = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$T = 11.95 \text{ KN}$$

**c) Ferrailage à l'ELU :****Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 60\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; \text{ soit } d = 18\text{cm}$$

**En travées :**  $M_t^{\max} = 6.59 \text{ KN.m}$

$M_0$  : Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 54.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.59 \text{ KN.m} < M_0 = 54.53 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé

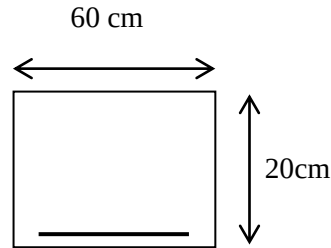
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de  $(b \times h) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.59 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.59 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.90 \text{ cm}^2$$



**Soit :**  $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.25 \text{ cm}^2$

### Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4.74 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )  $\text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.74 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.086$$

$$\mu = 0,086 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.74 \times 10^3}{0,955 \times 17 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 0.84 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

### Conclusion :

**En travée :**  $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

**Aux appuis :**  $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

**Soit :**  $2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

**Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(16.2cm, 40cm) = 16.2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

**III.6.5.Vérification à l'ELU :**✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [MPa] \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{3.33, 5\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = 11.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{11.95 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$V_u = 11.95 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.80 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.95 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.80} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

#### **Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = 2 \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.95 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 62.8} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

#### ✓ **Longueur de scellement droit** : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend :  $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0.4 \times l_s$  (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

#### ✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis** : (Art : A.5. 1. 313)

##### • **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times Vu}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_c}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 11.95 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$1.23 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### ✓ **Appuis intermédiaires** : (art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est  $M_u < 0.9d \times Vu$  on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.180 \times 11.95 = 1.94 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright M_u = 4.74 \text{ KN.m} > 1.94 \text{ KN.m}$$

$\triangleright$  Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Section minimale d'armatures inférieures sur appui :** (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 13.96 = 0.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte minimale de compression sur appui :** (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{11.95 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.614 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$0.614 \text{ MPa} < 21.67 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.6.6.Calcul à l'ELS :**

Combinaison de charge :

à l'ELS :

$$q_s = 4.58 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ )

$$\text{On a } q_u = 6.41 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.58}{6.41} = 0.714$$

**Calcul des moments fléchissant :**

#### **❖ Les moments aux appuis**

$$M_1 = - 0.82 \times 0.714 = -0.58 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 2.82 \times 0.714 = -2.01 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 4.74 \times 0.714 = -3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 4.38 \times 0.714 = -3.12 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = - 4.37 \times 0.714 = -3.12 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = - 4.40 \times 0.714 = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = - 2.82 \times 0.714 = -2.01 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments en travées**

$$M_{t1} = 1.62 \times 0.714 = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 4.97 \times 0.714 = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6.41 \times 0.714 = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 5.44 \times 0.714 = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 6.59 \times 0.714 = 4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6} = 5.12 \times 0.714 = 3.65 \text{ KN.m}$$

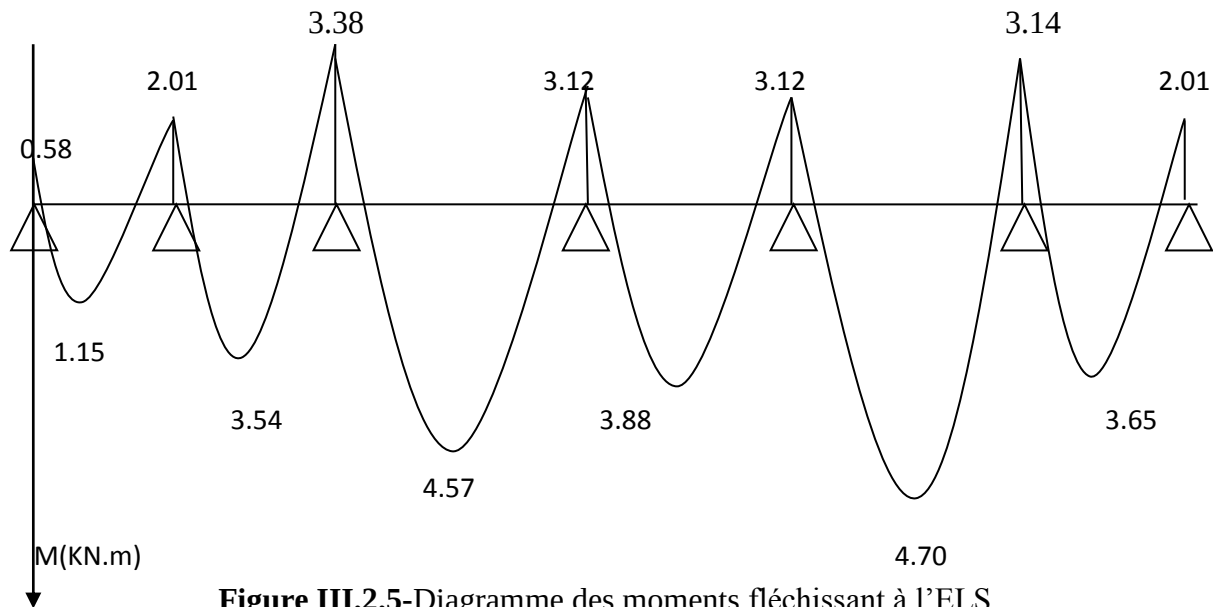


**Figure III.2.5**-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

► **Calcul des efforts tranchants**

$$V_s = V_u \times 0.714$$

| Travées | L<br>(m) | $q_u$ (KN/m) | $M_i$<br>(KN.m) | $M_{i+1}$<br>(KN.m) | $V(x)$ (KN) |         |
|---------|----------|--------------|-----------------|---------------------|-------------|---------|
|         |          |              |                 |                     | $x = 0$     | $x = L$ |
| 1-2     | 2.05     | 6.41         | -0.58           | -2.01               | 3.99        | -5.39   |
| 2-3     | 3.30     | 6.41         | -2.01           | -3.38               | 7.13        | -7.96   |
| 3-4     | 3.70     | 6.41         | -3.38           | -3.12               | 8.53        | -8.39   |
| 4-5     | 3.50     | 6.41         | -3.12           | -3.12               | 8.01        | -8.00   |
| 5-6     | 3.70     | 6.41         | -3.12           | -3.14               | 8.46        | -8.46   |
| 6-7     | 3.30     | 6.41         | -3.14           | -2.01               | 7.88        | -7.21   |

**Tableau III.2.4:** Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

**Conclusion :**

$$M_{st}^{max} = 4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 8.53 \text{ KN}$$

**III.6.7.Vérification à l'E.L.S :****❖ État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables  $\Rightarrow$  Aucune vérification n'est à effectuer.

**❖ Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**• Aux appuis :**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

$$\rho_1 = 0.72 \rightarrow \{\beta_1 = 0.877, K_1 = 25.65\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{3.39 \times 10^3}{0.877 \times 1.57 \times 18} = 136.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{136.78}{25.65} = 5.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Contraintes dans les aciers :**

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

$$\sigma_s = 136.78 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$136.78 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**• En travée:**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

$$\rho_1 = 0.72 \rightarrow \{\beta_1 = 0.877, K_1 = 25.65\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{4.70 \times 10^3}{0.877 \times 1.57 \times 18} = 189.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{189.64}{25.65} = 7.39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa .}$$

189.64 MPa < 348 MPa ..... **condition vérifiée.**

❖ **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
  - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$  L : portée libre est égale à 370cm.
  - $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  A : section des armatures tendues.
- $M_{st}$  : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \textbf{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 1ere condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

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

**a) Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (60 - 12) \cdot 4 + 15 \times 1.57$$

$$B_0 = 455.55 \text{ cm}^2$$

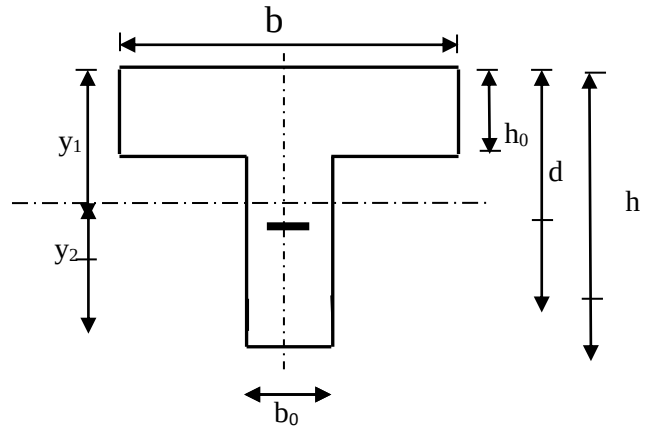


**Figure. III.2.4.** Schéma de La poutrelle

**a)-Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (60 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18 = 3207.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3207.9}{455.55} = 7.04 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.04 = 12.96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.04^3 + 12.96^3) + (60 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + (7.04 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1.57 \times (12.96 - 2)^2$$

$$I_0 = 18065.10 \text{ cm}^4$$

**b) Calcul des coefficients : (  $\lambda_v$  ,  $\mu$  ,  $I_{fv}$  )**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0,073$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{60} \right) \times 0.073} = 0.221$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.644 ; 0 \} = 0,653$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.073 \times 189.64 + 2.1}; 0 \right\} = 0.936$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 18065.10}{1 + 0.221 \times 0.936} = 16465.60 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{4.70 \times 3.70^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 16465.60 \times 10^{-8}} = 3.61 \text{ mm} < \bar{f} = 7.40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

**En travée :** 2HA10

**aux appuis :** 2HA10

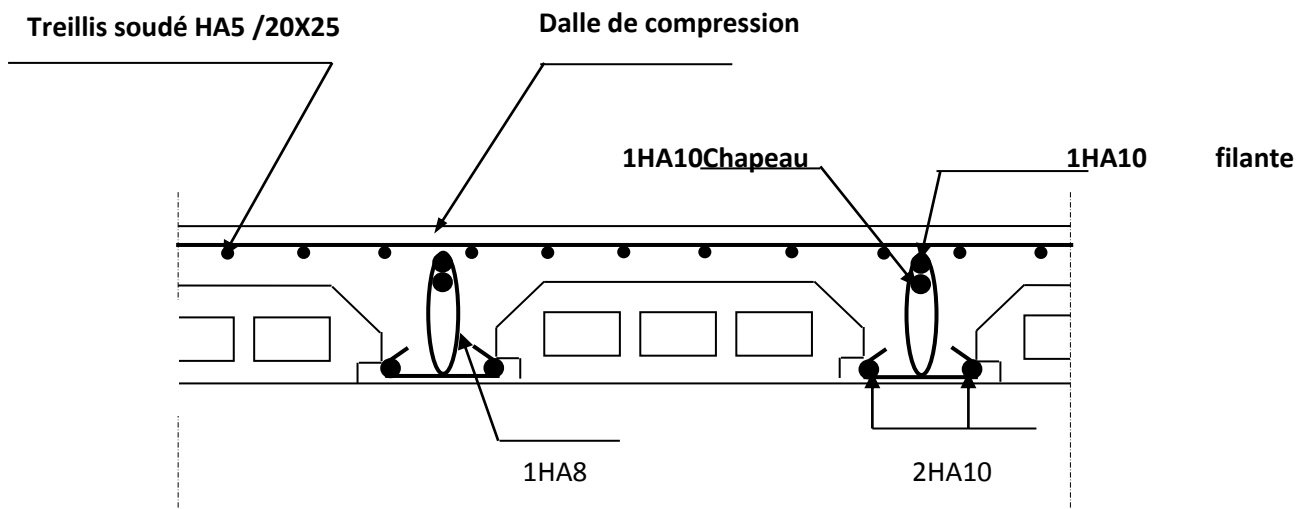


**Figure III.2.5.** Ferrailage du plancher en corps creux

**III.5 : Etude de la poutre de chaînage:**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2<sup>eme</sup> chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont:

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

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

.

**1- Evaluation des charges et surcharges:****a- Les charges permanentes:**

- ✓ Poids propre de la poutre:  $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur (double cloison):  
 $(3,06 - 0,2) \times 2,36 = 6.75 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids de l'enduit ciment et plâtre:  $0.92 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du plancher:  $5.18 \times 0.65 / 2 = 1.68 \text{ KN/m}$
- **Poid total:  $G_t = 10.85 \text{ KN/ml}$ .**

**b- La surcharge d'exploitation:**

$$Q = 1,5 \times 0.65 / 2 = 0.49 \text{ KN/ml}$$

**c- Combinaisons des charges:**• **ELU:**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10.85 + 1,5 \times 0.49 = 15.30 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS:**

$$q_s = G + Q = 10.85 + 0.49 = 11.34 \text{ KN/ml.}$$

**2- Etude de la poutre à l'ELU:**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

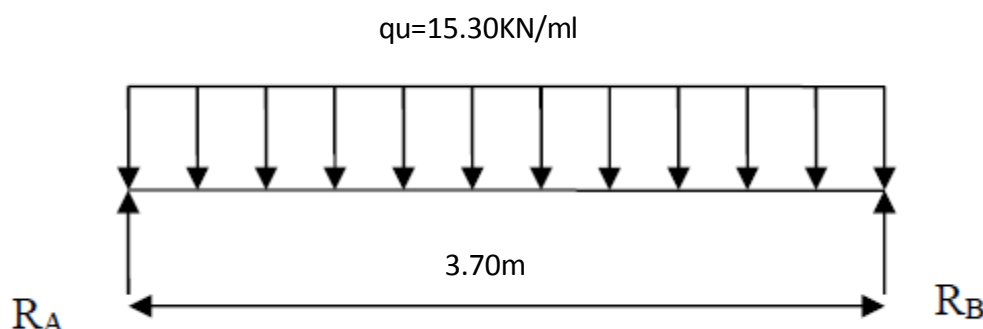


**Figure III.5.2.1:** schéma statique de la poutre chaînage

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{15.30 \times 3.70}{2} = 28.30 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$T_s = R_A = R_B = 28.30 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les moments:**

**Note :** nous avons des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs :

• **En travée :**

$$M_{ut} = 0.75 \frac{15.30 \times 3.7^2}{8} = 19.64 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{uA} = -0.5 M_0 = -0.5 \frac{15.30 \times 3.7^2}{8} = -13.09 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_0$  : moment isostatique

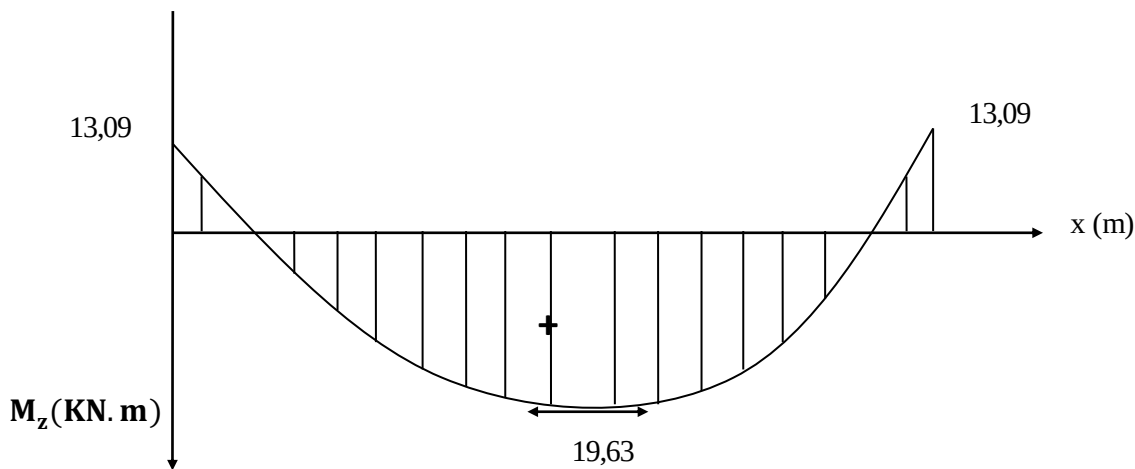


**Figure III.5.2.2 :** Diagrammes des moments.

### 3- **Calcul des armatures:**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.09 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.058 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on tire  $\beta = 0,970$  donc:

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.09 \times 10^3}{0.970 \times 28 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{soit } 2\varnothing 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19.63 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.088 \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on tire  $\beta = 0,954$  donc :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.63 \times 10^3}{0.954 \times 28 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{soit } 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales par BAEL91 :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad h/35 = 30/35 = 0.86 \text{ cm} \\ \bullet \quad \phi_l = 1,2 \text{ cm} \\ \bullet \quad b_0/10 = 30/10 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Espacement des armatures transversales  $S_t$ :**

Les espacements seront donnés comme suit:

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$S_{t1} \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad S_{t1} \leq \min (25.2 ; 40\text{cm}) \quad \Longrightarrow \quad S_{t1} = 25.2 \text{ cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

- ✓ **la zone nodale :**  $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi)$

- ✓ **En dehors de la zone nodale :**  $S_t \leq h/2$

Ce qui donne :

- $S_t \leq \min (7.5 ; 9.6) \quad \Rightarrow \quad S_t = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $S_t = 30/2 = 15 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)}$

#### **4- Vérification à l'ELU:**

- ✓ **a-Condition de non fragilité:**

On doit avoir :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d \times f_{t28}/f_e$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1/400 = 0.68 \text{ cm}^2$$

- ✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$$A_s > A_{\min} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1,21) :**On a:  $T_{max} = 28.30 \text{ KN}$ 

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{28.30 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.50 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = B_{min} \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.50 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9d \sum u_i$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \sum u_i = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ cm.} \\ V_u(\max) = R_A = R_B = 28.30 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.30 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 1.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **d-Longueur de scellement :**

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\text{Avec : } \tau_u = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des **crochets**.  
La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.}$$

✓ **e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**• **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 28.30 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{28.30 \times 10^3}{348} = 81.32 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **f- diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b/10\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \ h/35 = 30/35 = 0.86 \text{ cm} \\ \bullet \ \phi_l = 1,2 \text{ cm} \\ \bullet \ b_0/10 = 30/10 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

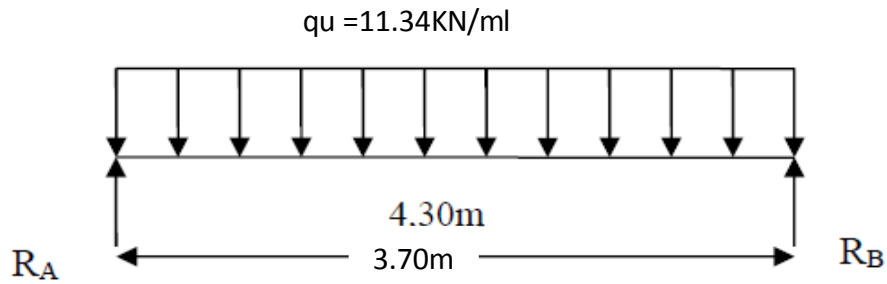
$$A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0.42 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**5- Calcul à l'ELS:****Figure III.5.5.1:**schéma statique de la poutre chainage

On a:  $qu=11.34 \text{ KN/ml}$

$$V_s = \frac{11.34 \times 3.70}{2} = \mathbf{20.98 \text{ KN}}$$

$$M_s = \frac{11.34 \times 3.7^2}{8} = \mathbf{19.40 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte de semi- encastrement aux appuis :

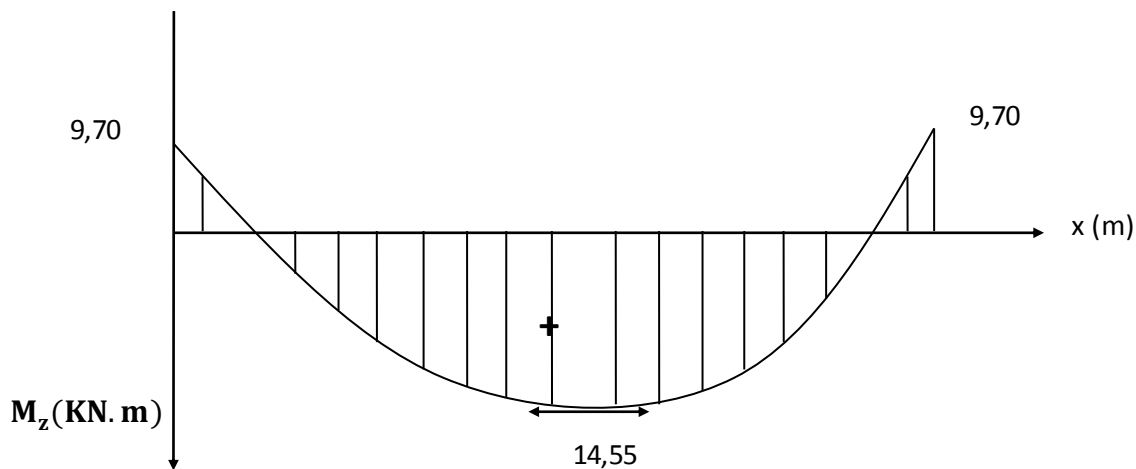
- **En travée :**

$$M_{ut} = 0.75 \frac{11.34 \times 3.7^2}{8} = \mathbf{14.55 \text{ KN.m}}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{uA} = -0.5M_o = -0.5 \frac{11.34 \times 3.7^2}{8} = \mathbf{-9.70 \text{ KN.m}}$$

Avec  $M_o$  : moment isostatique

**Figure III.5.5.2 :** Diagrammes des moments.

**6- Vérification à ELS:****a- Etat limite de compression du béton:**

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{9.70 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 169.75\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 4.67\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \text{ Condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{14.55 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 254.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 7.01\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \text{ Condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

**b- Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/version99, Art A.5.34)**

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

**c- Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{H}{L} &\geq \frac{M_s}{15M_0} \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

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

$$L = 370 \text{ cm}$$

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

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$M_s = 14.55 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS})$$

$$M_0 = 19.40 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS})$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée})$$

$$\checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.08 > 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \implies 0.08 > 0.05 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

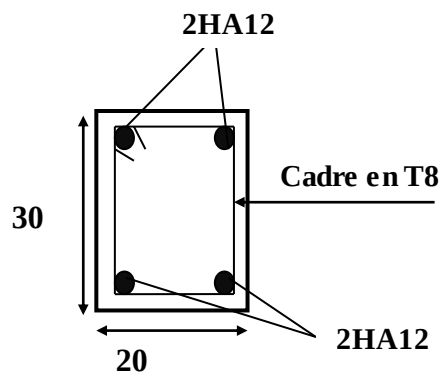
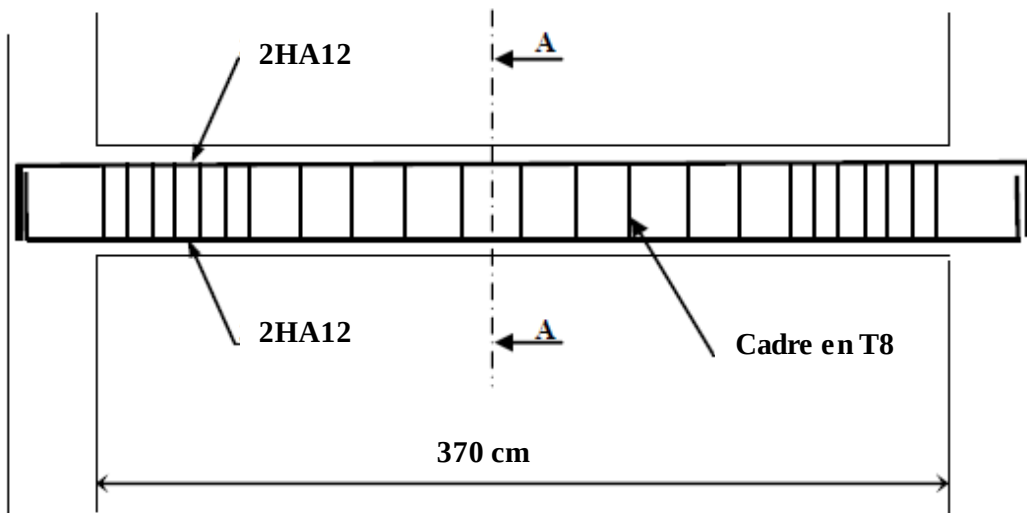
$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.004 < 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

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

❖ **Plan de ferrailage de la poutre de chainage:**



**Coupe A-A**

**Figure III.5.5.3 :** Plan de ferrailage de la poutre de chainage

### III.4 Calcul de la poutre palière :

Le palier intermédiaire de l'escalier repose sur une poutre semi encastrée dans les poteaux dite poutre-palière.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

Dans notre projet on a deux types de poutres palières et pour cela on va faire notre calcul pour la plus défavorable.

#### III.4.1 Pré dimensionnement :

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

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

**Avec :**

- **h** : hauteur de la poutre,
- **b** : largeur de la poutre,
- **L** : portée maximum entre nus d'appuis.

**L=490cm**

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.67\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 30 cm**

✓ **Vérification des conditions sur RPA 99:**

$$\left. \begin{array}{l} h=35\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ b=30\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

**Section adoptée : (30x35) cm<sup>2</sup>**

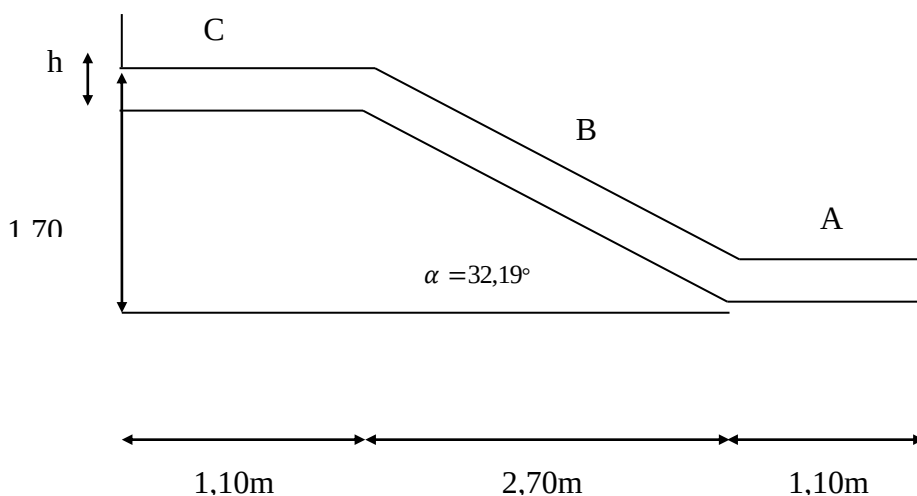


**Figure III.4.1.1** : schéma de la poutre palière brisée.

**A - Détermination des Charges et surcharges :**

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ( $G_{me} = 2,36 \text{ KN/M}^2$ ).

✓ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C :  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$ .
- Partie B :  $0,3 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 32,19} = 3,10 \text{ KN/ml}$ .

✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C :  $30,91 \text{ KN/ml}$ .
- Partie B : 0

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A :  $2,36 \times 2,45 = 5,78 \text{ KN/ml}$ .
- Partie C :  $2,36 \times 0,85 = 2,41 \text{ KN/ml}$
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

Point ① :  $5,78 \text{ KN/ml}$  ; Point ② :  $2,41 \text{ KN/ml}$ .

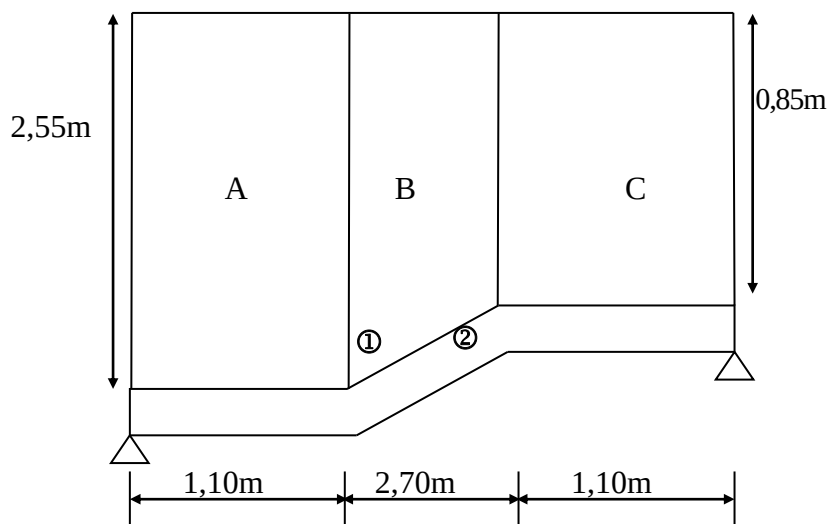


**Figure III.4.1.2 : Répartition des Charges**

**B- calcul des efforts internes:**1) **Combinaison de charges à l'ELU:**

$$q_u = 1,35G + \frac{2Tu}{L}$$

- **Partie A:**  $q_u = 1,35(2,625 + 5,78) + \frac{2 \times 30,19}{4,9} = 23,67 \text{ KN/ml}$ .
- **Partie C:**  $q_u = 1,35(2,625 + 2,41) + \frac{2 \times 30,19}{4,9} = 19,12 \text{ KN/ml}$ .
- **Partie B:** Point 1 :  $q_u = 1,35(3,1 + 5,78) + 0 = 11,99 \text{ KN/ml}$ .  
Point 2 :  $q_u = 1,35(3,1 + 2,41) + 0 = 7,44 \text{ KN/ml}$ .

On adopte pour la partie B:  $q_u=11,99\text{KN/ml}$ .

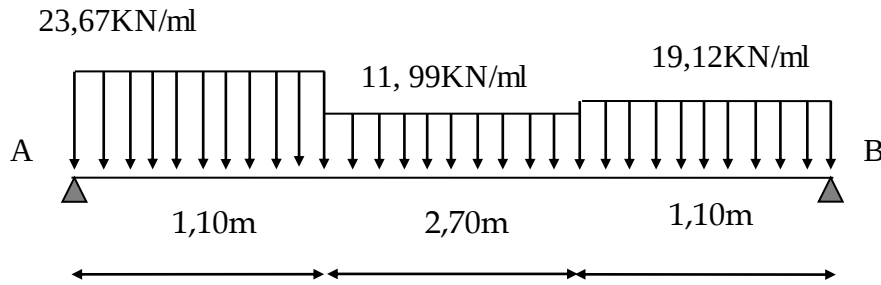


**Figure III.4.1.3** : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

## 2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 23,67 \times 1,10 + 11,99 \times 2,70 + 19,12 \times 1,10.$$

$$R_A + R_B = 79,44 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(23,67 \times 1,10 \times 0,55) + (11,99 \times 2,70 \times 2,45) + (19,12 \times 1,10 \times 4,35) = R_B \times 4,90$$

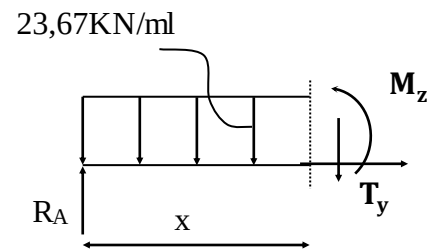
$$R_A = 41,66 \text{ KN et } R_B = 37,78 \text{ KN}.$$

### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,10\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -11,83 x^2 + 41,66x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=1,10 \rightarrow M_z = 31,51 \text{ KN.m}$



$$T_y = -23,67x + 41,66$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 41,66 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1,10 \rightarrow T_y = 13,62 \text{ KN}$ .

### ➤ 2<sup>ème</sup> tronçon : $1,1\text{m} \leq x \leq 3,8\text{m}$

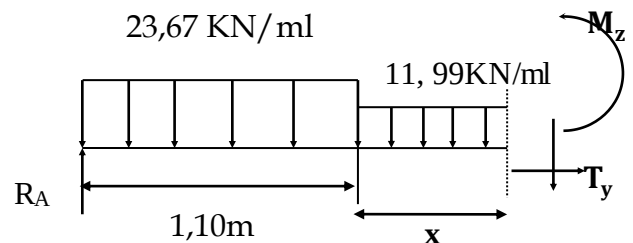
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,99x^2 + 28,81x + 7,07$$

- Pour  $x=1,1 \rightarrow M_z = 31,50 \text{ KN.m}$
- Pour  $x=3,8 \rightarrow M_z = 29,98 \text{ KN.m}$

$$T_y = -11,99x + 28,31$$

- Pour  $x=1,1 \rightarrow T_y = 15,12 \text{ KN}$
- Pour  $x=3,8 \rightarrow T_y = -17,25 \text{ KN}$



3<sup>ème</sup> tronçon :  $0m \leq x \leq 1,1m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9,56x^2 + 37,78x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=1,1 \rightarrow M_z = 29,99KN.m$

$$T_y = 19,12x - 37,78$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = -37,78KN$ .
- Pour  $x=1,1 \rightarrow T_y = -16,74KN$ .

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad 41,66 - 23,67x = 0$$

$M_z$  Atteint la valeur max à  $x=1,76m$

$$M_z^{\max} = -11,83(1,76)^2 + 41,66(1,76) = 36,67kn.m$$

**On a :**

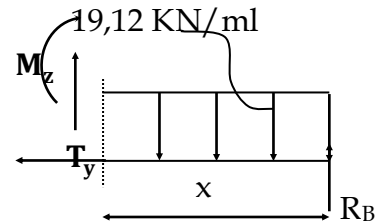
$$M_z^{\max} = 36,67KN.m$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**-Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 36,67 = -11,00Kn.m$

**-En travée :**  $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 36,67 = 31,17Kn.m$



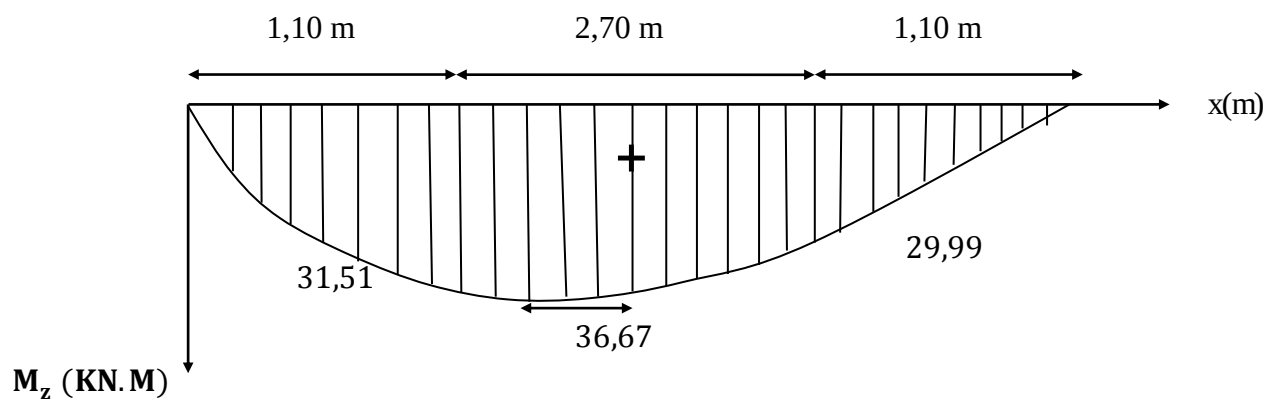


**Figure.III.4.1.4** : Diagramme des moments fléchissant

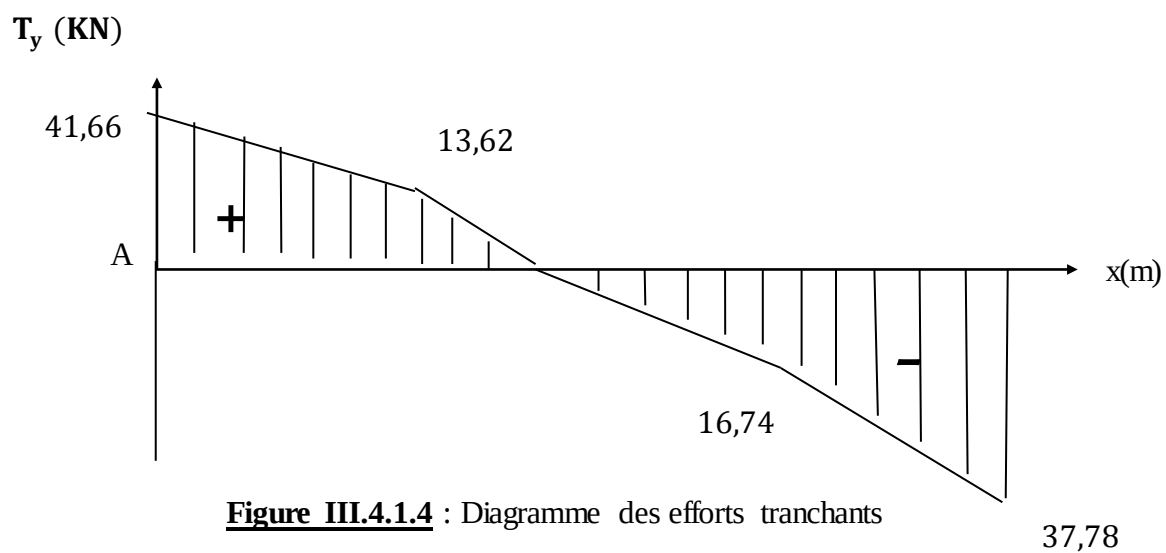


**Figure III.4.1.4** : Diagramme des efforts tranchants

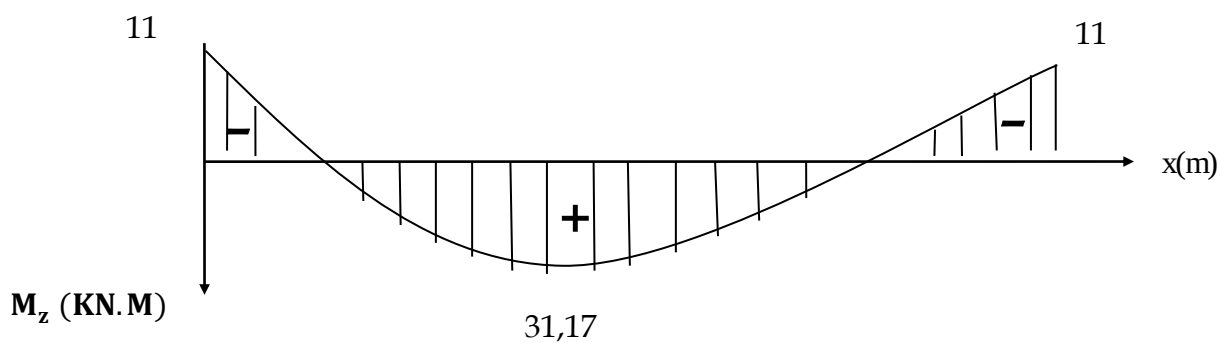


**Figure III.4.1.4** : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

**III.4.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **$M_{a \max} = 11 \text{ Kn.m}$**
- **$M_{t \max} = 31,17 \text{ Kn.m}$**

➤ **En travée :**

Le moment max en travée est :  **$M_{t \max} = 31,17 \text{ Kn.m}$**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,17 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.071 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.071 \Rightarrow \beta = 0.9635$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,17 \times 10^5}{0.9635 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,95 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$3HA12=3,39 \text{ cm}^2$**

➤ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est :  **$M_{a \max} = 11 \text{ Kn.m}$**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,025 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11 \times 10^5}{0,988 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$3HA10=2,35 \text{ cm}^2$**

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{s \text{ Total}} = 3HA12 + 3HA10 = 5.74 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.3 Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

✓ **Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :**

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$

Donc :  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$

✓ **Calcul de  $\tau_u$  :**

$V_{\max} = 41,66 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{41,66 \times 10^3}{300 \times 320} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,43 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa; Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

✓ **Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :**

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

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

$$\tau_{se} = \frac{41,66 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 94,2} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1,53 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**d) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $L_a = 0,4 L_s = 18 \text{ cm}$ .

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91) :

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{41,66 \cdot 10^3}{348,100} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 3,69 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots \dots \dots$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 41,66 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 320} = 0,96 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**g) Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre armatures transversales** : (Art A.7.2 / BAEL91) :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$ ; Donc :  $A_t = 4HA8 = 2,1 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement max des armatures transversales** : Art A.5.1, 22 / BAEL91 :

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(28,8 ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales** : (Art 7.5.2.2/RPA2003) :

• **Zone nodale** :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\varphi \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12 \times 1 \right) = \min(8,75 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(28,8 \text{ cm} ; 8,75 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm.}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(28,8 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 20 \text{ cm}$

• **Quantité d'armatures transversales minimale** :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Pourcentage minimum des armatures transversales** :

(Art 5.1,22 / BAEL91) :

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bst}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$$

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

### III-4-4 Vérification à l'ELS :

$$V_{\max} = 22,22 \text{ kN}$$

#### 1)-Combinaison de charges à l'ELS :

$$\text{Partie A: } q_s = (2,625 + 5,78) + \frac{2 \times 22,22}{4,5} = 18,28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie C: } q_s = (2,625 + 2,41) + \frac{2 \times 22,22}{4,5} = 14,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie B: Point 1 : } q_s = (2,625 + 5,78) + 0 = 8,04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Point 2: } q_s = (2,625 + 2,41) + 0 = 5,03 \text{ KN/ml}$$

On adopte pour la partie B:  $q_s = 8,04 \text{ KN/ml}$ .

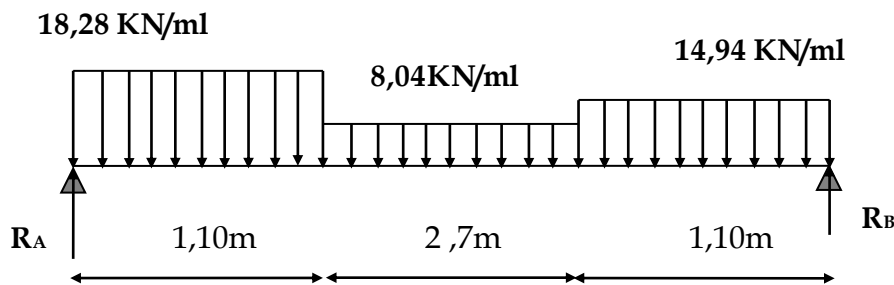


**Figure III.4.4.1** : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

#### 2)-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 18,28 \times 1,10 + 8,04 \times 2,7 + 14,94 \times 1,1.$$

$$R_A + R_B = 58,25 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0$$

$$18,28 \times 1,10 \times 0,55 + 8,04 \times 2,7 \times 2,45 + 14,94 \times 1,10 \times 4,35 = R_B \times 4,9$$

$$R_A = 30,55 \text{ KN} \quad R_B = 27,70 \text{ KN}.$$

#### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,10 \text{ m}$

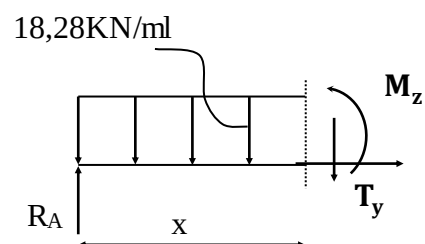
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -9,14x^2 + 30,55x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$

- Pour  $x=1,10 \rightarrow M_z = 22,54 \text{ KN.m}$

$$T_y = -18,28x + 30,55$$



- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 30,55 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1,10 \rightarrow T_y = 10,44 \text{ KN}$ .

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.1\text{m} \leq x \leq 3.8\text{m}$**

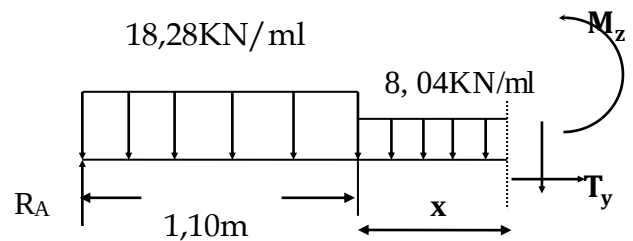
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -4,02x^2 + 19,3x + 6,20$$

- Pour  $x=1,1 \rightarrow M_z = 22,56 \text{ KN.m}$
- Pour  $x=3,8 \rightarrow M_z = 21,49 \text{ KN.m}$

$$T_y = -8,04x + 19,29$$

- Pour  $x=1,1 \rightarrow T_y = 10,44 \text{ KN}$
- Pour  $x=3,8 \rightarrow T_y = -11,26 \text{ KN}$



➤ **3<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 1,1\text{m}$**

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,47x^2 + 27,70x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=1,1 \rightarrow M_z = 21,43 \text{ KN.m}$

$$T_y = 14,94x - 27,70$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = -27,70 \text{ KN}$ .
- Pour  $x=1,1 \rightarrow T_y = -11,26 \text{ KN}$ .

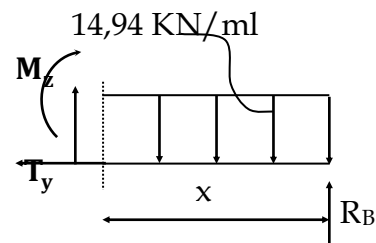
Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad -8,04x + 19,29 = 0$$

$M_z$  Atteint la valeur max à  $x=2,40\text{m}$

$$M_z^{\max} = -4,02 (2,4)^2 + 19,3(2,4) + 6,20 = 29,36 \text{ kn.m}$$

$$M_z^{\max} = 29,36 \text{ KN.m}$$

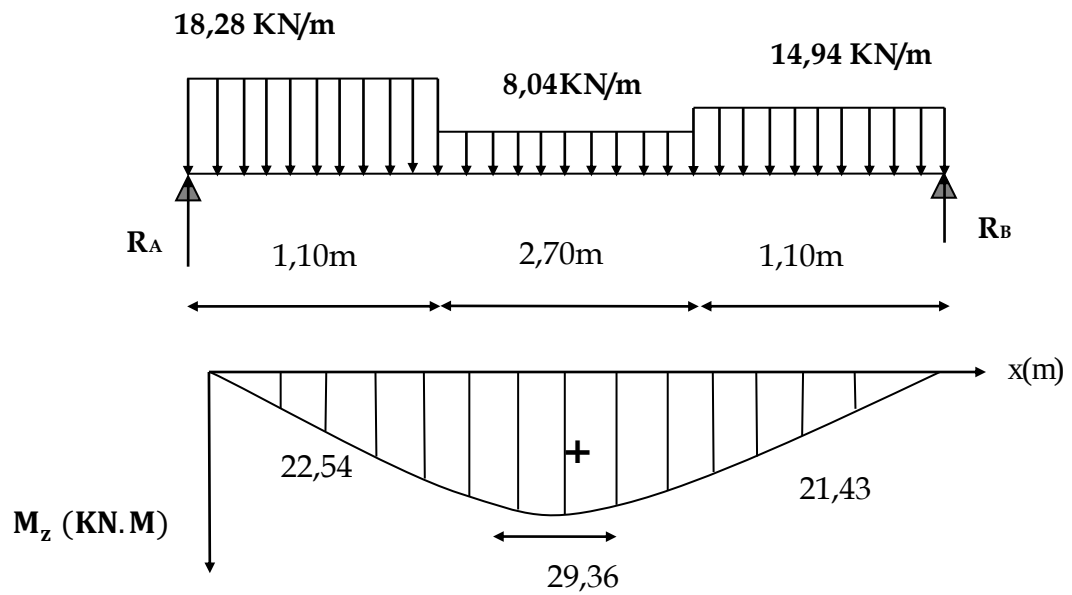
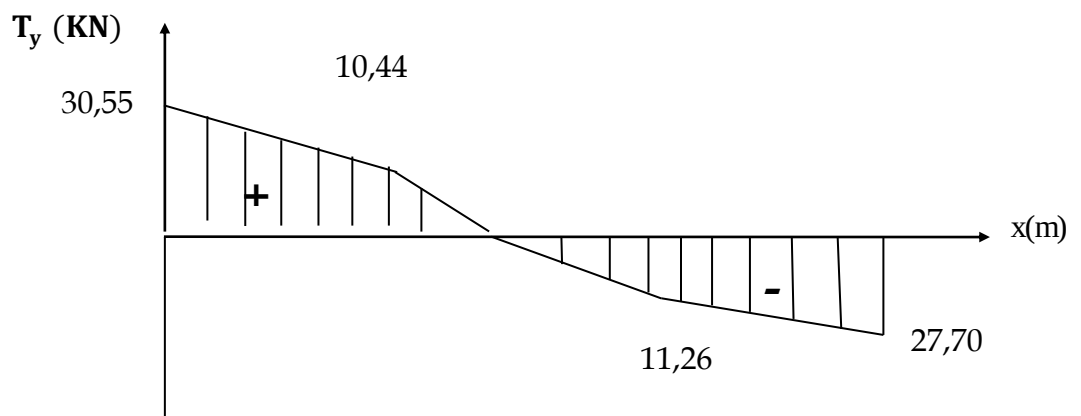
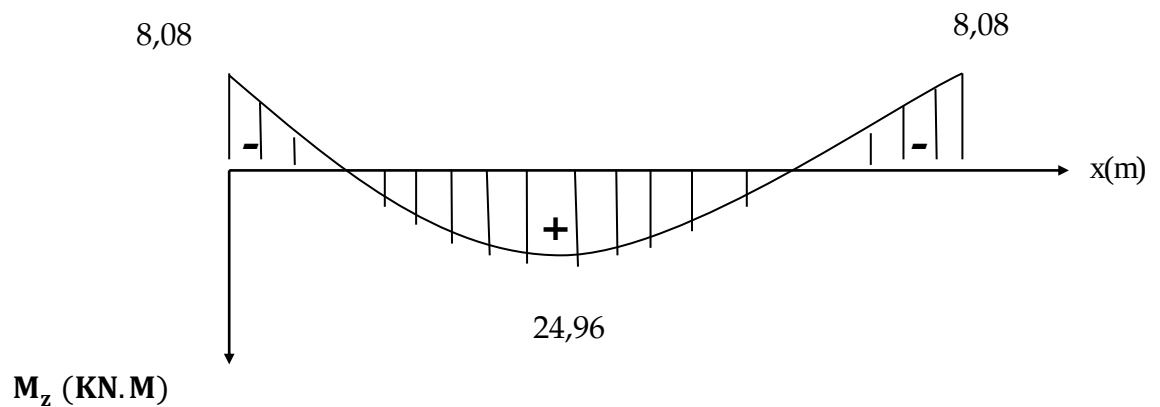


**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**-Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 29,36 = -8,81 \text{ KN.m}$

**-En travée :**  $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 29,36 = 24,96 \text{ KN.m}$

3)-Diagramme des moments à l'ELS :**Figure III.4.4.2:** Diagramme moment fléchissant**Figure III.4.4.2 :** Diagramme des efforts tranchants**Figure III.4.4.2 :** Diagramme corrigé des moments fléchissant

**4)-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91):**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

**5)-Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91) :****➤ En travée :****-Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 32} \times 100 = 0,35$$

$$\rho_1 = 0,35 \Rightarrow k_1 = 39,35 \text{ et } \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24,96 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 253,40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 253,40 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{253,40}{39,35} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 6,43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,43 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Aux appuis :****-Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.36}{30 \times 32} \times 100 = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \Rightarrow k_1 = 48,29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,08 \times 10^6}{0,921 \times 320 \times 236} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 116,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 116,16 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{116,16}{48,29} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = 2,40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,40 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6)-Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91 ) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{490} = 0.071$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0035$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{24,96}{10 \times 29,36} = 0.0685$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

**Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

✓ **Armatures longitudinales** :

**En travée** : 3HA12 filantes pour le lit inférieur.

**En appuis** : 3HA 10filantes pour le lit supérieur.

✓ **Armatures transversales** :

**1cadre et 1 étrier en HA8 .**

### III.3.Calcul de la dalle pleine (hall d'assesseur):

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1 \times 1.90) \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

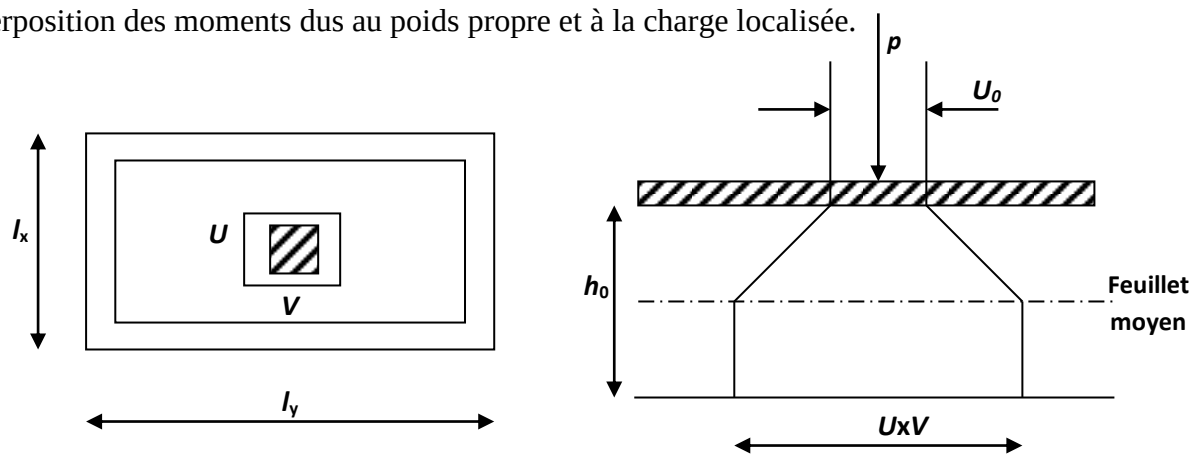


**Figure III.3.1** : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

#### III.3.1.Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{190}{30} = 6.33 \text{ cm}$$

#### Remarque :

Selon le RPA99/03, La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est d 12 cm, on opte alors pour **ep= 15cm**.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PEGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau. On a :

$$U = U_0 + 2 \cdot \left( \xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right)$$

$$V = V_0 + 2 \cdot \left( \xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right)$$

**Avec :**

**h<sub>0</sub>**: épaisseur de la dalle (h<sub>0</sub> = 15 cm).

**e** : Epaisseur du revêtement (e = 5 cm)

Le coefficient  $\xi$  dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton  $\rightarrow \xi = 1,0$

U<sub>0</sub> = V<sub>0</sub> = 80 cm (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée)

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

**III-3-2: Evaluation des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> dus au système de levage :**

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(\nu.M_1 + M_2)$$

M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub> coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho_x$  et des rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \frac{1.00}{1.90} = 0.52$$

$\rho = 0.52 > 0.4$  donc La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.00} = 1.05$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.90} = 0,55$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,048 \text{ et } M_2 = 0,009$$

**a-Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$  Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$  Moment suivant la grande portée.

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$q$  : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU)** :  $\nu=0$

$$\rho = 0.52 \rightarrow \mu_x = 0.0918 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15) \times 1\text{ml} = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ux1} = 0.0918 \times (6.56) \times (1.0)^2 = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.250 \times 0.60 = 0.15 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS)** :  $\nu=0.2$

$$\rho = 0.52 \rightarrow \mu_x = 0.0957 \text{ et } \mu_y = 0.391$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15) \times 1\text{ml} = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0957 \times (4.75) \times (1.0)^2 = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.391 \times 0.45 = 0.18 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (ELU)** :  $\nu=0$

$$P_u = 1.35 \times G \text{ avec } G = 90 \text{ KN.}$$

$G$  : chargement localisé au centre du panneau (non pondéré)

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.048 = 5.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.009 = 1.089 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS)** :  $\nu=0.2$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = q_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0.048 + 0.2 \times 0.009) = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = q_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0.009 + 0.2 \times 0.048) = 1.67 \text{ KN.m}$$

**b-Superposition des moments :**• **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,60 + 5.832 = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,15 + 1.089 = 1.24 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,45 + 4.48 = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,18 + 1.67 = 1.85 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6.43 = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 1.24 = 1.05 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = -0,3 \times 6.43 = -1.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 1.24 = -0.37 \text{ KN.m}$$

**III.3.3.Ferraillage du panneau :**

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée. ( $d_x = 13 \text{ cm}$  et  $d_y = 13 \text{ cm}$ ).

| Zone       | Sens | Mu (KN.m) | $\mu$ | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml) | Espacement |
|------------|------|-----------|-------|---------|----------------------|---------------------------------|------------|
| En travée  | X-X  | 5.47      | 0,023 | 0.9885  | 1.28                 | 4HA8=2.01                       | 25 cm      |
| Sur appuis | X-X  | 1.93      | 0.008 | 0.996   | 0.43                 | 4HA8=2.01                       | 25 cm      |
| En travée  | Y-Y  | 1.05      | 0,004 | 0.998   | 0.23                 | 4HA8=2.01                       | 25 cm      |
| Sur appuis | Y-Y  | 0.37      | 0.002 | 0.999   | 0.10                 | 4HA8=2.01                       | 25 cm      |

**Tableau III.3.3.1** : Calcul de Ferraillage du panneau.

**Avec:**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{5.47 \times 10^3}{0.9885 \times 13 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

### **III.3.4. Vérifications à l'état limite ultime :**

- **A) Espacements des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **B) Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\text{MAX}} \leq h/8 = 150/8 = 18.75\text{mm}.$$

$$\Phi_{\text{MAX}} = 8\text{mm} \leq 18.75 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **C) Condition de non fragilité du béton (Art:B-7-4/BAEL91):**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas,  $W_0 = 0.8\%$

$$A_s \geq A_{\text{min}} = w_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.52$$

Avec:  $w_0 = 0.0008$  pour HAFee400

$A_{\text{min}}$ : section minimale d'acier.

$S$  : section du béton.

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{(3-0,52)}{2} = 1,49 \text{ cm}^2.$$

- **D) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{q}{3 \times (V)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{q}{2 \times (U + V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 28,93 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} &= 1,16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,296 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,296 < 1,16 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée

- **E) Condition de non poinçonnement : (B.A.E.L 91/Art : A.5.2.42) :**

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$q_u$ : Charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$ : Périmètre du contour.

$h$ : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m.}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

**472,5 KN  $\geq$  121,5 KN.** Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

**III.3.5.Vérification à l'état limite de service :**

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4.93 = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 1.85 = 1.57 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 4.93 = -1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 1.85 = -0.55 \text{ KN.m}$$

| Zone       | Sens | Ms (KN.m) | $\mu$ | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|------|-----------|-------|---------|----------------------|
| En travée  | X-X  | 4.19      | 0.017 | 0,821   | 1.13                 |
| Sur appuis | X-X  | 1.47      | 0.006 | 0,828   | 0,39                 |
| En travée  | Y-Y  | 1.57      | 0,007 | 0,871   | 0.40                 |
| Sur appuis | Y-Y  | 0.55      | 0,002 | 0,925   | 0,13                 |

**Tableau III.3.5.1 :** Vérification de Ferraillage à l'ELS.

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

a) **Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_s = 4.19 \text{ KN.m} ; A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 13} = 0.086 \rightarrow k_1 = 85.0$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.19 \times 10^3}{0.821 \times 13 \times 1.13} = 347.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{347.42}{85} = 4.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.47 \text{ Kn.m} ; A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.39}{100 \times 13} = 0.030 \rightarrow k_1 = 151.20$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.47 \times 10^3}{0.828 \times 13 \times 0.39} = 350.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{350.17}{151.20} = 2.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Donc la condition vérifiée.**

**b) Sens y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 1.57 \text{ KN.m ; } A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.40}{100 \times 13} = 0.030 \rightarrow k_1 = 151.20$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.57 \times 10^3}{0.871 \times 13 \times 0.40} = 347.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{347.03}{151.20} = 2.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.55 \text{ KN.m ; } A_s = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.13}{100 \times 13} = 0.010 \rightarrow k_1 = 262.8$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.925 \times 13 \times 0.13} = 351.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{351.83}{262.8} = 1.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

—————→ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ux}}{20 M_{sx}} \text{ et } \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{6.43}{20 \times 4.93} = 0,0652 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

### **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

#### **Sens x-x :**

**Lit inférieur :** 4HA8/ml avec un espacement de 20cm.

**Lit supérieur :** 4 HA8/ml avec  $e = 20\text{cm}$ .

#### **Sens y-y :**

**Lit inférieur :** 4HA8/ml avec un espacement de 20cm.

**Lit supérieur :** 4 HA8/ml avec  $e = 20\text{cm}$

**IV.1- Introduction:**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

**IV.2- Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques est statique
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration .....etc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

**IV.3- Etapes de modélisation:**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

**Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

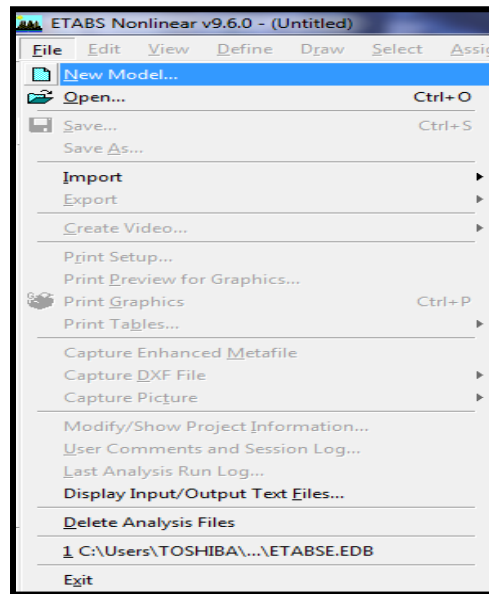
**a- Choix de l'unité :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

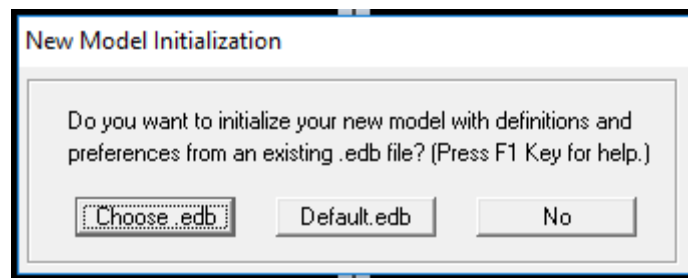
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail

**b- Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**



La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de lignes suivant x-x.
- ✓ Le nombre de lignes suivant y-y.

**Building Plan Grid System and Story Data Definition**

**Grid Dimensions (Plan)**

☐ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

☒ Custom Grid Spacing

**Story Dimensions**

☐ Simple Story Data

Number of Stories:

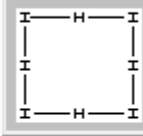
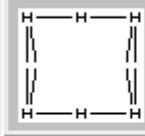
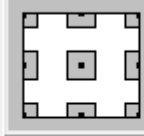
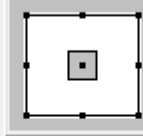
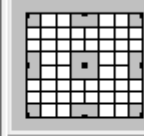
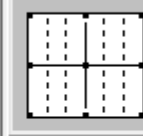
Typical Story Height:

Bottom Story Height:

☒ Custom Story Data

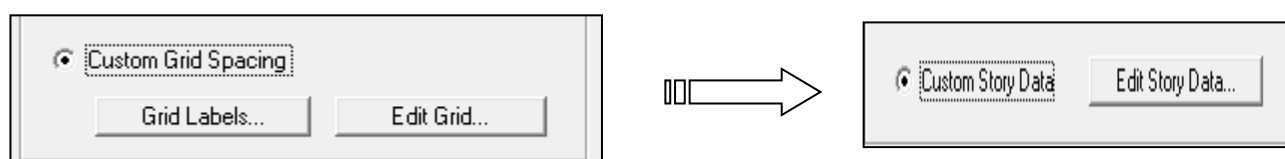
**Units**:

**Add Structural Objects**

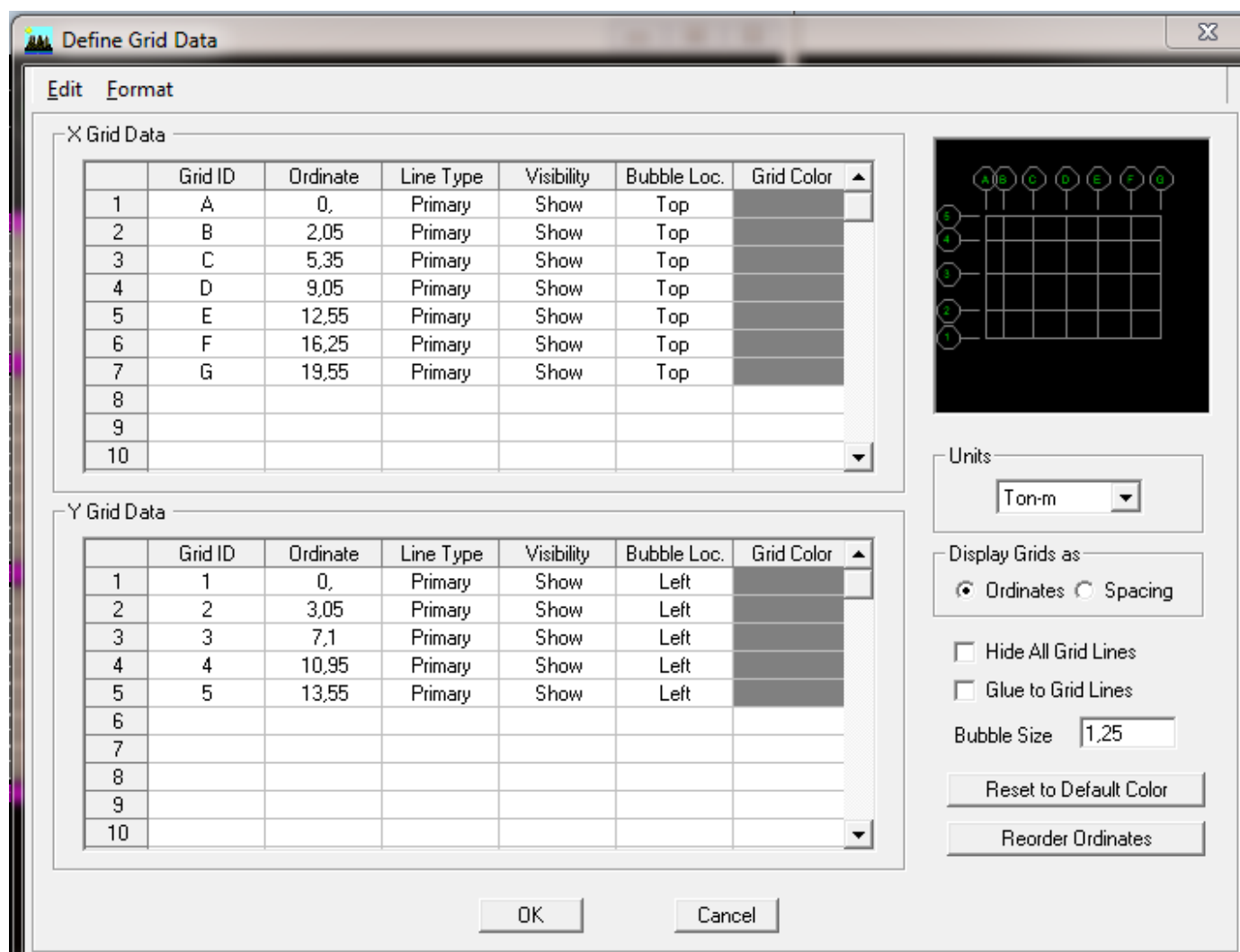
 Steel Deck
  Staggered Truss
  Flat Slab
  Flat Slab with Perimeter Beams
  Waffle Slab
  Two Way or Ribbed Slab
  **Grid Only**

### c- Modification de la géométrie de base :

On clique sure **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**

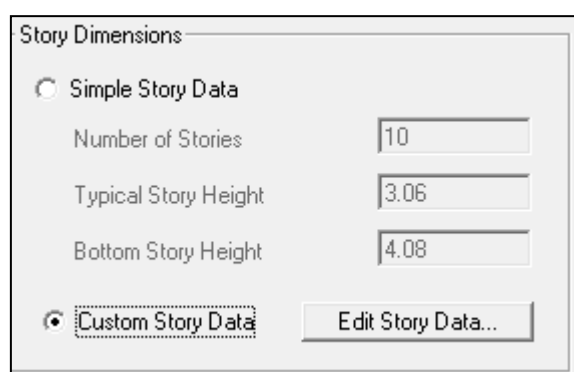


On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**



Story Data

|    | Label  | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|--------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 10 | STORY9 | 3,06   | 28,56     | Yes          |            | No           | 0,            |
| 9  | STORY8 | 3,06   | 25,5      | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 8  | STORY7 | 3,06   | 22,44     | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 7  | STORY6 | 3,06   | 19,38     | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 6  | STORY5 | 3,06   | 16,32     | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 5  | STORY4 | 3,06   | 13,26     | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 4  | STORY3 | 3,06   | 10,2      | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 3  | STORY2 | 4,08   | 7,14      | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 2  | STORY1 | 3,06   | 3,06      | No           | STORY9     | No           | 0,            |
| 1  | BASE   |        | 0,        |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |
|    |        |        |           |              |            |              |               |

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

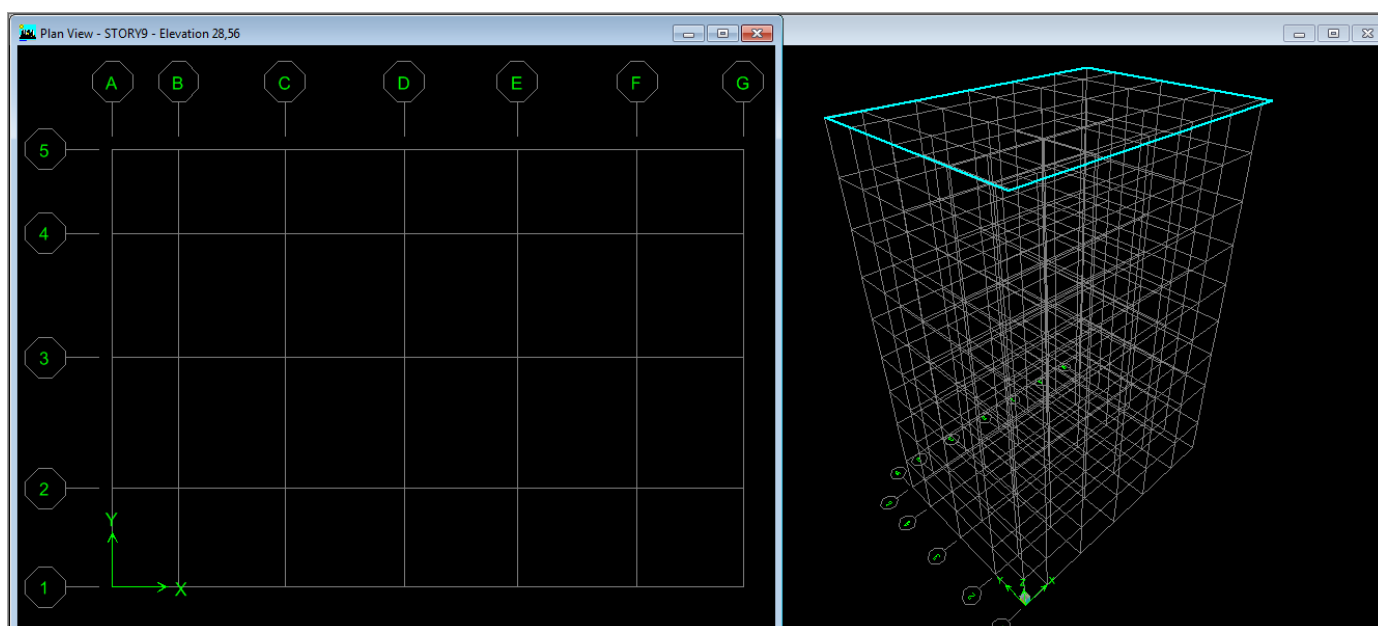
Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

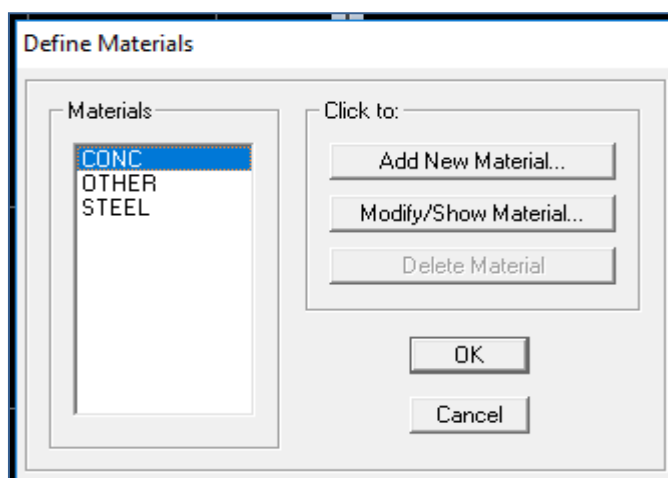
Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D



### Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

**Define → Materiales properties → CONC → Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

**Material Property Data**

|                                                                                                         |                                        |                                                                                                                   |                                      |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>Material Name</b> <input type="text" value="BETON"/>                                                 |                                        | <b>Display Color</b><br>Color  |                                      |
| <b>Type of Material</b><br><input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic |                                        | <b>Type of Design</b><br>Design <input type="text" value="Concrete"/>                                             |                                      |
| <b>Analysis Property Data</b>                                                                           |                                        | <b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>                                                                 |                                      |
| Mass per unit Volume                                                                                    | <input type="text" value="2.5"/>       | Specified Conc Comp Strength, f'c                                                                                 | <input type="text" value="25000."/>  |
| Weight per unit Volume                                                                                  | <input type="text" value="25."/>       | Bending Reinf. Yield Stress, fy                                                                                   | <input type="text" value="400000."/> |
| Modulus of Elasticity                                                                                   | <input type="text" value="32164200."/> | Shear Reinf. Yield Stress, fys                                                                                    | <input type="text" value="400000."/> |
| Poisson's Ratio                                                                                         | <input type="text" value="0.2"/>       | <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete                                                                     |                                      |
| Coeff of Thermal Expansion                                                                              | <input type="text" value="9.900E-06"/> | Shear Strength Reduc. Factor                                                                                      | <input type="text"/>                 |
| Shear Modulus                                                                                           | <input type="text" value="13401750."/> |                                                                                                                   |                                      |
| <input type="button" value="OK"/>                                                                       |                                        | <input type="button" value="Cancel"/>                                                                             |                                      |

**Material Property Data**

|                                                                                                         |                                        |                                                                                                                     |                                     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| <b>Material Name</b> <input type="text" value="BETON0"/>                                                |                                        | <b>Display Color</b><br>Color  |                                     |
| <b>Type of Material</b><br><input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic |                                        | <b>Type of Design</b><br>Design <input type="text" value="Concrete"/>                                               |                                     |
| <b>Analysis Property Data</b>                                                                           |                                        | <b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>                                                                   |                                     |
| Mass per unit Volume                                                                                    | <input type="text" value="0."/>        | Specified Conc Comp Strength, f'c                                                                                   | <input type="text" value="2500."/>  |
| Weight per unit Volume                                                                                  | <input type="text" value="0."/>        | Bending Reinf. Yield Stress, fy                                                                                     | <input type="text" value="40000."/> |
| Modulus of Elasticity                                                                                   | <input type="text" value="3216420."/>  | Shear Reinf. Yield Stress, fys                                                                                      | <input type="text" value="40000."/> |
| Poisson's Ratio                                                                                         | <input type="text" value="0.2"/>       | <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete                                                                       |                                     |
| Coeff of Thermal Expansion                                                                              | <input type="text" value="9.900E-06"/> | Shear Strength Reduc. Factor                                                                                        | <input type="text"/>                |
| Shear Modulus                                                                                           | <input type="text" value="1340175."/>  |                                                                                                                     |                                     |
| <input type="button" value="OK"/>                                                                       |                                        | <input type="button" value="Cancel"/>                                                                               |                                     |

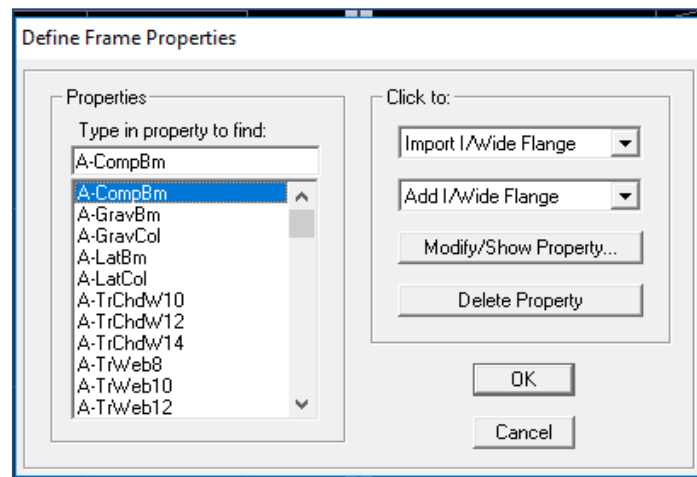
### Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poutres, voile...etc) :

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

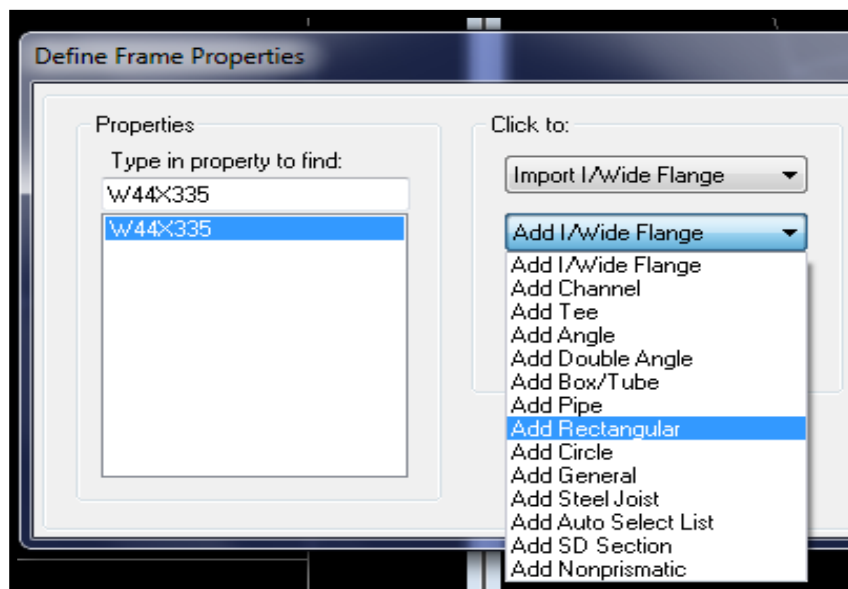
Poutres, poteaux et poutrelle 

#### Defin Frame sections →

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**



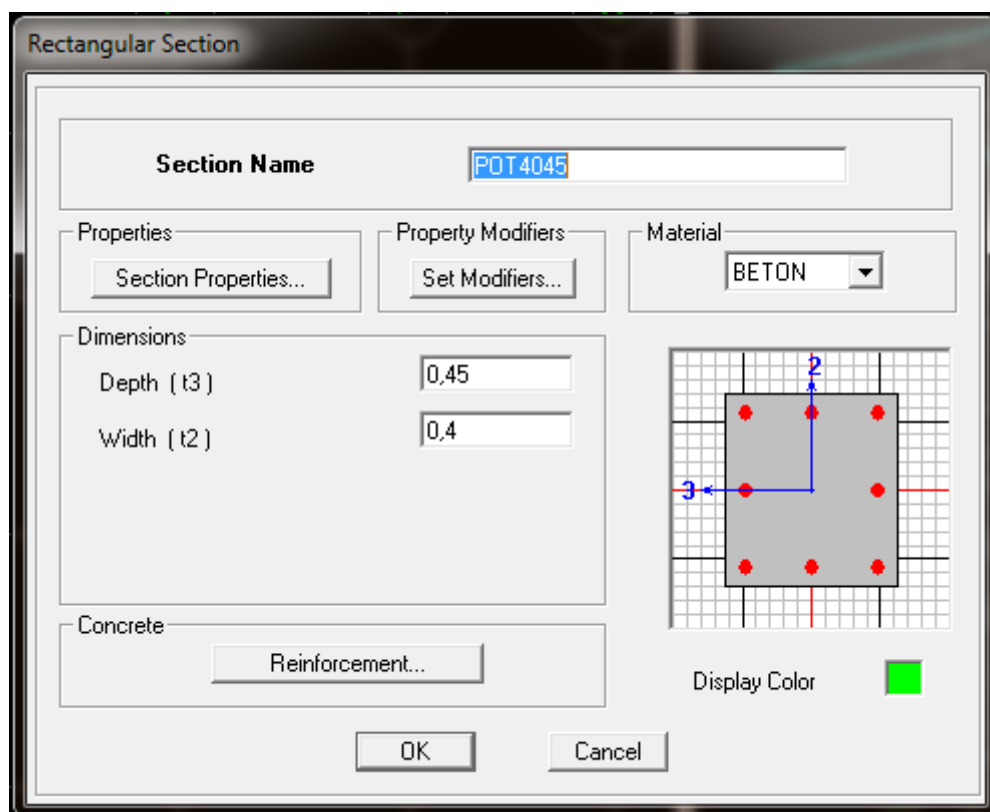
Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange**  
**Add Rectangular**

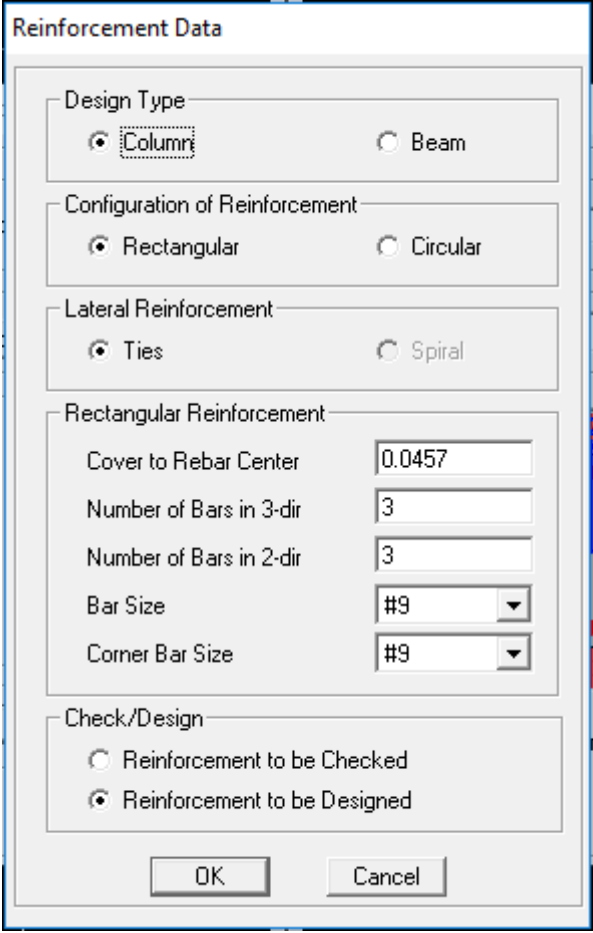


La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire vari selon que se sois des

- Poutres principales 30x35cm<sup>2</sup>

- Poutre secondaire 30x35 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 45x50 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 40x45 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 35x40 cm<sup>2</sup>





**Reinforcement Data**

Design Type  
☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement  
☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement  
☒ Ties ☐ Spiral

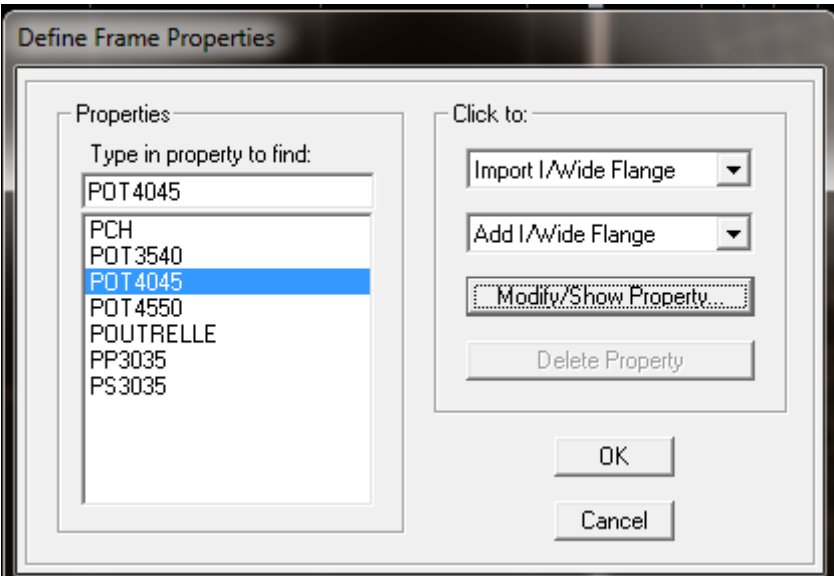
Rectangular Reinforcement  
 Cover to Rebar Center: 0.0457  
 Number of Bars in 3-dir: 3  
 Number of Bars in 2-dir: 3  
 Bar Size: #9  
 Corner Bar Size: #9

Check/Design  
☐ Reinforcement to be Checked  
☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

**Remarque :**

Pour les poutres la même chose que les poteaux, sauf qu'au lieu de cocher sur **column** en coche sur **beam**.



**Define Frame Properties**

Properties  
 Type in property to find:  
 POT4045  
 PCH  
 POT3540  
 POT4045  
 POT4550  
 POUTRELLE  
 PP3035  
 PS3035

Click to:  
 Import I/Wide Flange  
 Add I/Wide Flange  
 Modify/Show Property  
 Delete Property

OK Cancel

SLAB= Dalles

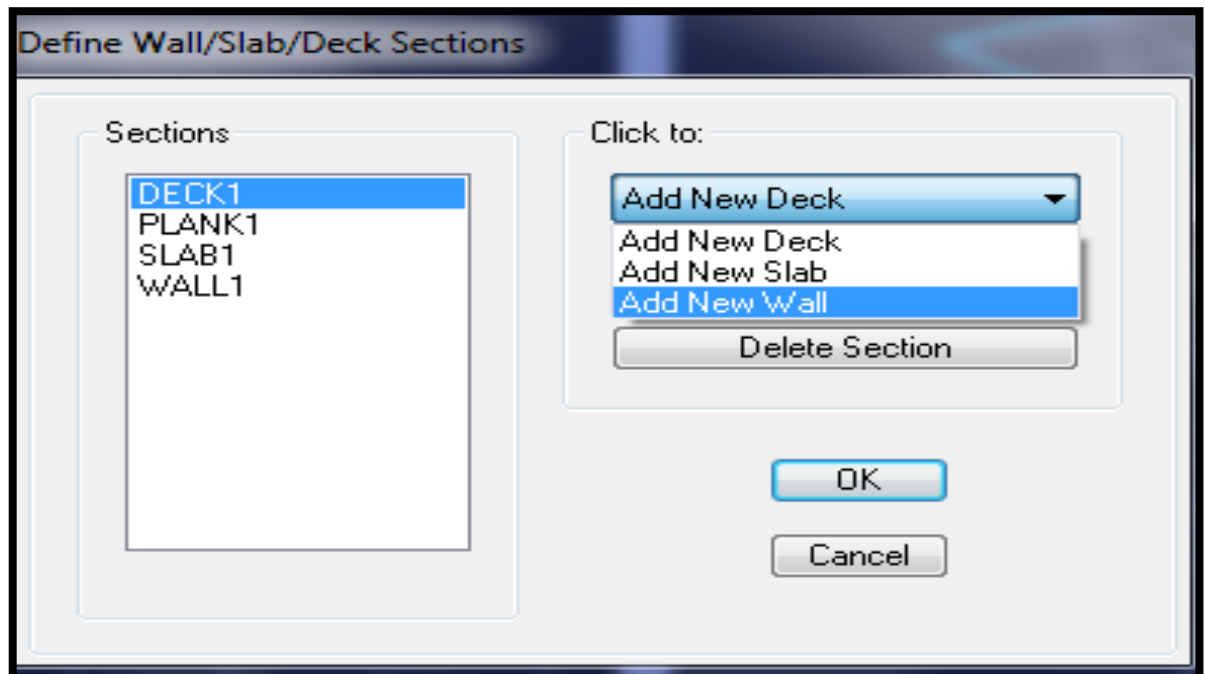
WALL = Voiles

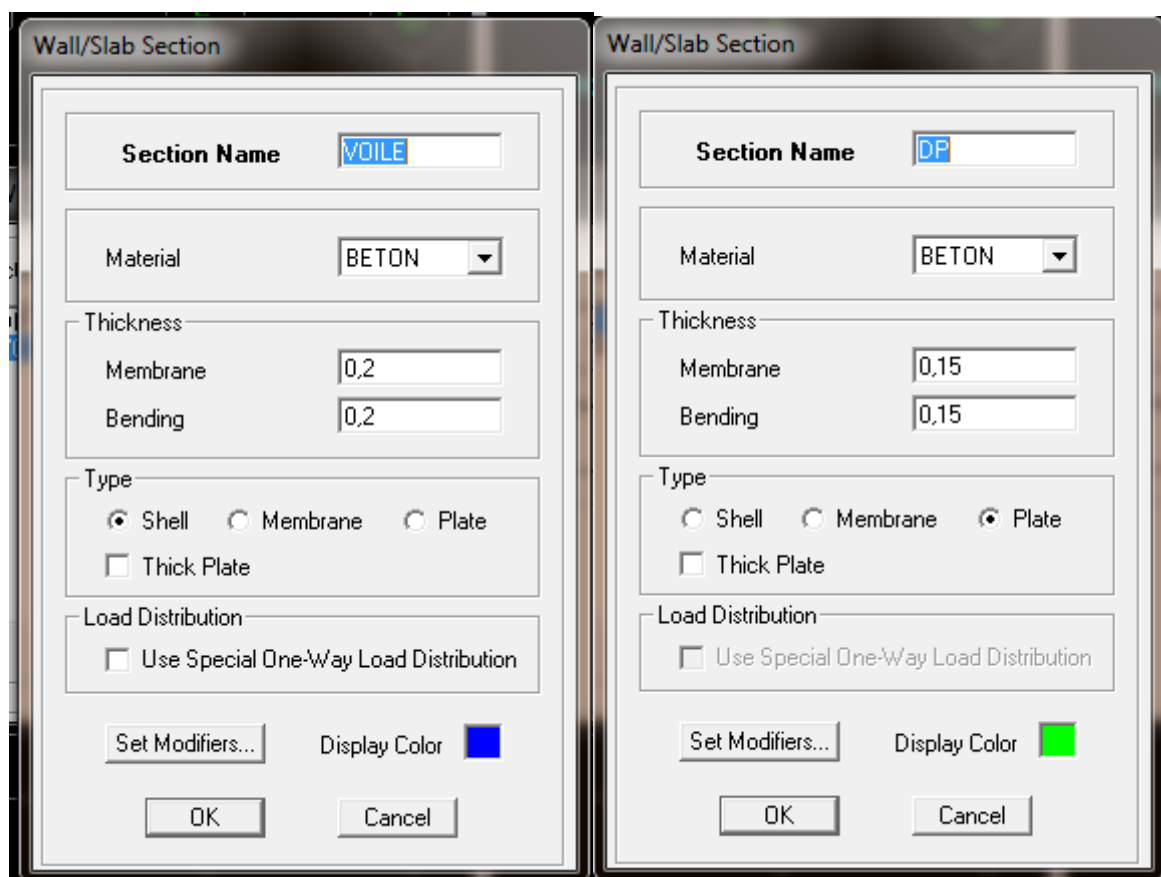
DECK= Plancher Collaborant

## ❖ Dalle pleines, voiles et raidisseur



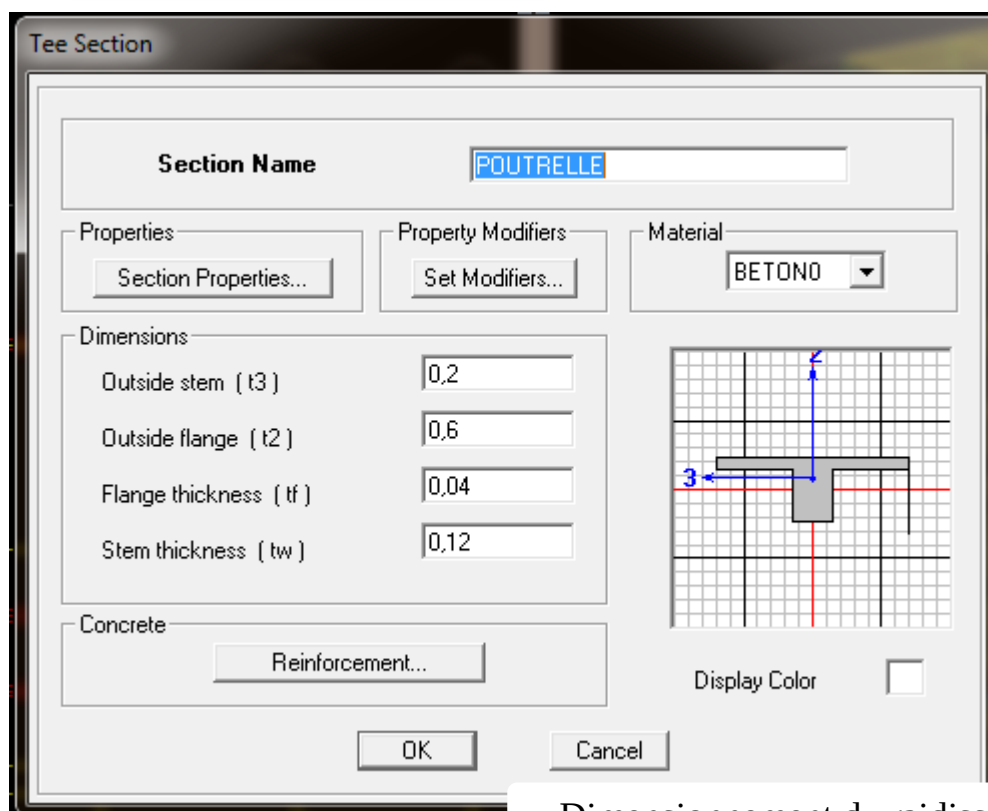
Define → Wall/slab/Deck Sections





Dimensionnement des voiles

Dimensionnement des dalles



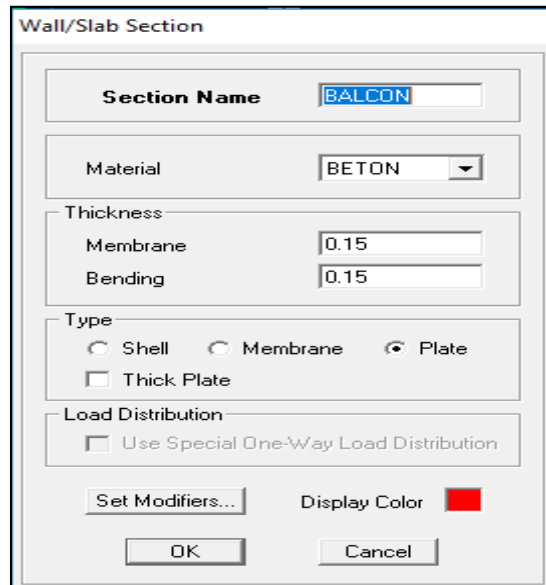
Dimensionnement du raidisseur

**Remarque :** C'est la même étape pour la dalle PET

 **Pour les balcons :**

Clique avec bouton droit sur l'espace du travail

**Edit Grid Data** → **Add New System**



The dialog box 'Wall/Slab Section' contains the following fields and options:

- Section Name:** BALCON
- Material:** BETON
- Thickness:**
  - Membrane: 0.15
  - Bending: 0.15
- Type:**
  - ☐ Shell
  - ☐ Membrane
  - ☒ Plate
  - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
  - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (red square), OK, Cancel

Après Ok → Ok

**Etape 04: affectation des éléments défini au model :**

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

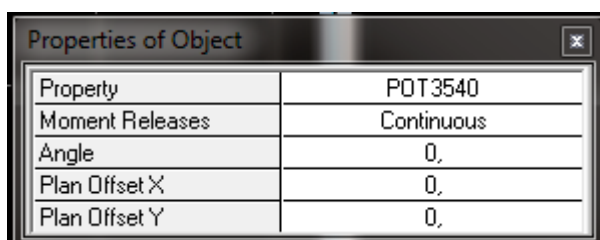
 **Pour les poteaux** 

Une boîte de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Entre sol- RDC -01}^{\text{er}} \text{ étage : } 45 \times 50 \text{ cm}^2 \\ \text{02 -03 -04 étage : } 40 \times 45 \text{ cm}^2 \\ \text{05-06-07- étage : } 35 \times 40 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

| Properties of Object |            |
|----------------------|------------|
| Property             | POT4550    |
| Moment Releases      | Continuous |
| Angle                | 0,         |
| Plan Offset X        | 0,         |
| Plan Offset Y        | 0,         |

| Properties of Object |            |
|----------------------|------------|
| Property             | POT4045    |
| Moment Releases      | Continuous |
| Angle                | 0,         |
| Plan Offset X        | 0,         |
| Plan Offset Y        | 0,         |



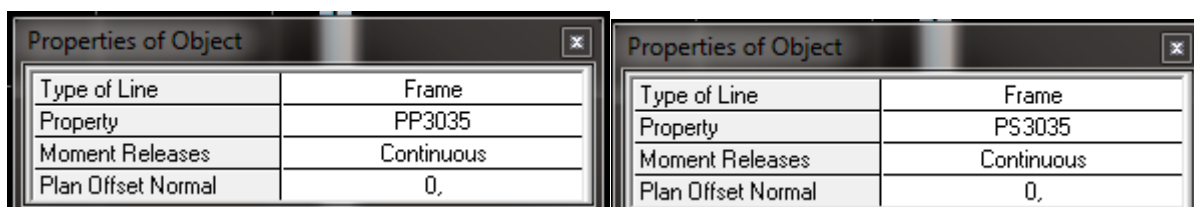
On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

### **Pour les poutres**



Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

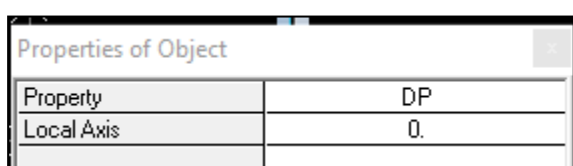
- Poutre principale 30x35
- Poutre secondaire 25x30



Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

### **Pour les dalles pleines :**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP**.

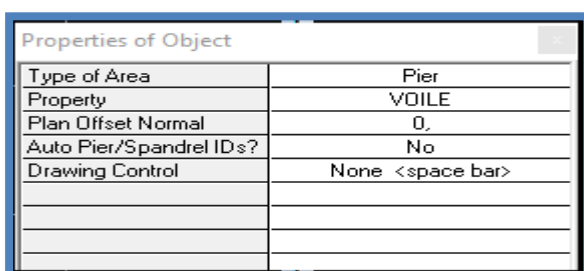


Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

### **Pour les voiles**

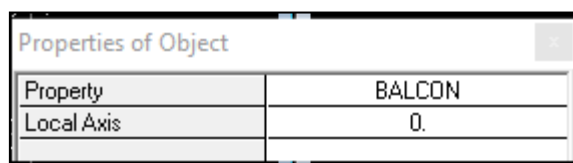


Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans **Property VOILE**



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

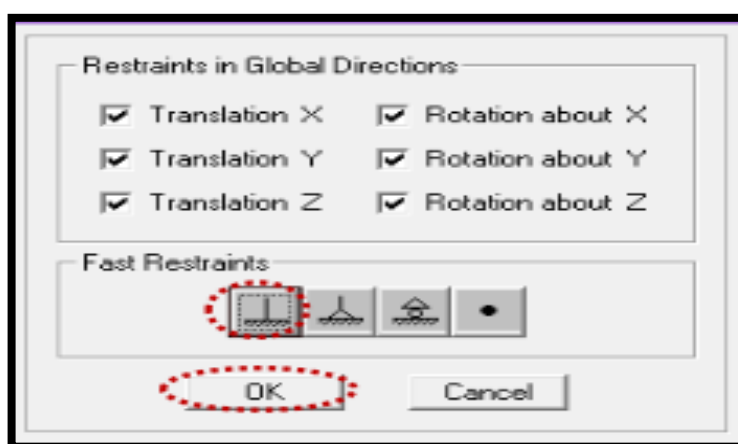
✚ Pour les balcons rectillinge ☑ dans la boite de dialogue



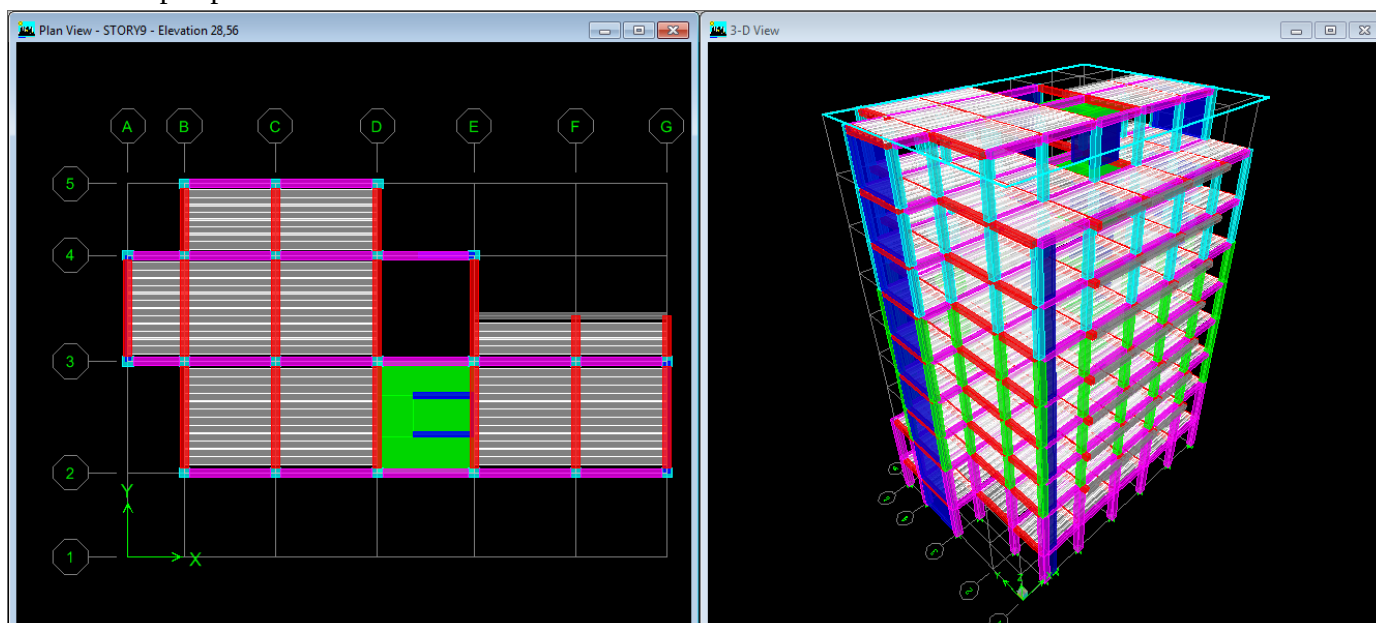
### Remarque :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on sélectionne puis on clique sur l'icône

La fenêtre suivante s'affiche

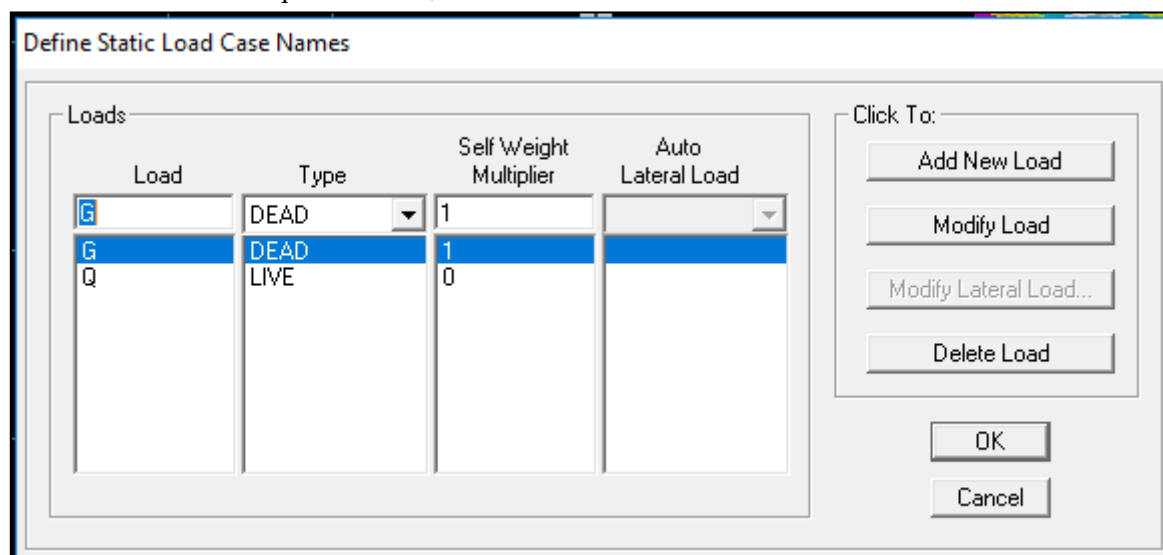


Tous les étapes précédent nous ferons aboutir à la structure suivante :

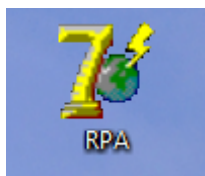


**Etape 05 : Définition des charges statiques (G, Q).**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define Static Load Casesb**

**Etape 06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.**

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99 On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leurs cases respectives

- Zone II<sub>a</sub>: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S<sub>3</sub>: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de

comportement correspond, est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs et du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

***Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé***

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

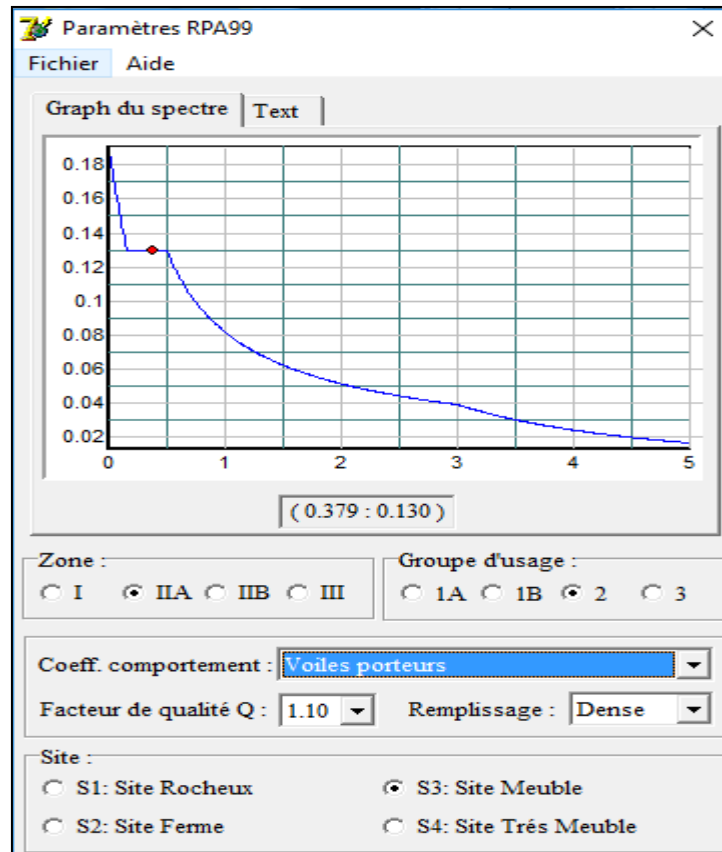
➤ Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (\text{Art 4-4 RPA 99 version 2003})$$

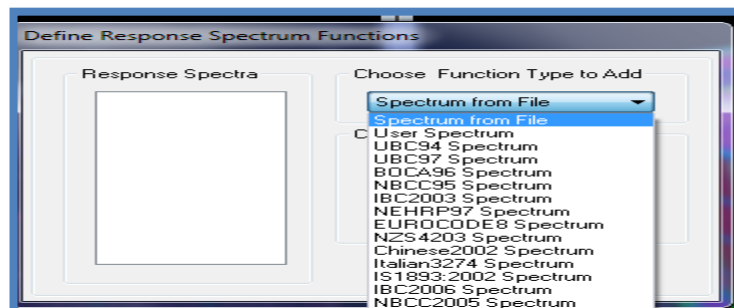
Avec  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est "satisfait" ou "non" sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous :

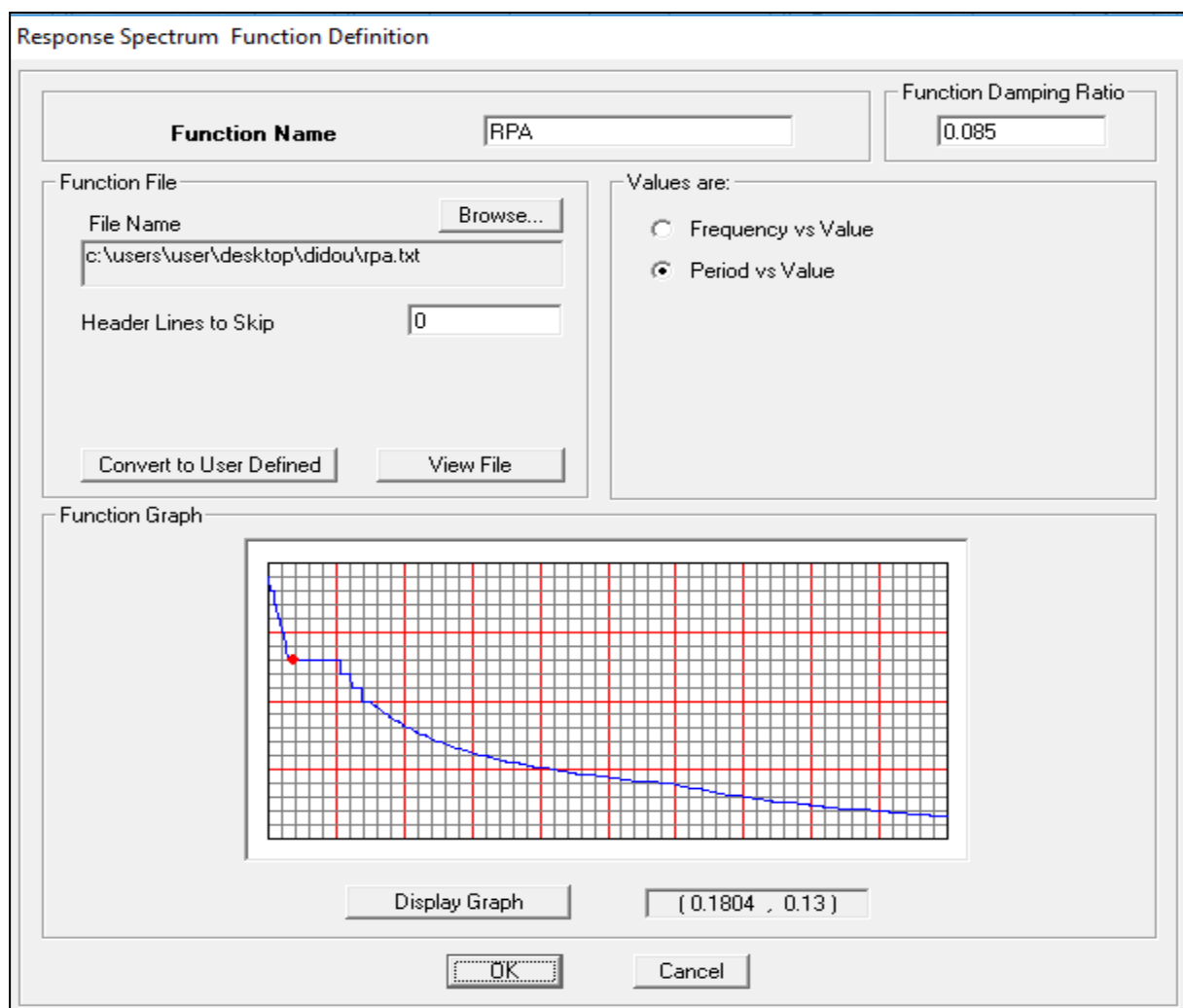
| Critère q                                               | Observé | Pq          |
|---------------------------------------------------------|---------|-------------|
| 1-Conditions minimales sur les files de contreventement | Non     | 0.05        |
| 2-Redondance en plan                                    | Non     | 0.05        |
| 3-Régularité en plan                                    | Oui     | 0           |
| 4-Régularité en élévation                               | Oui     | 0           |
| 5-Contrôle de la qualité des matériaux                  | Non     | 0,05        |
| 6-Contrôle de la qualité de l'exécution                 | Non     | 0,05        |
| <b>TOTAL</b>                                            |         | <b>1.20</b> |

On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur  
**Define → Reponse Spectrum Function → Spectrum from file**

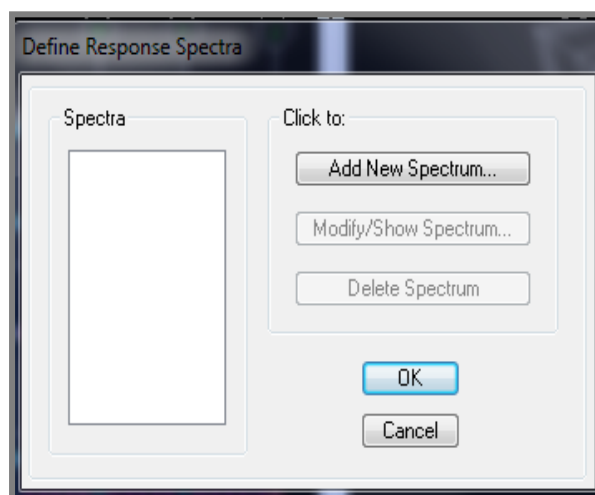




### **Étape 07 : Définition de la charge sismique E.**

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

**Define Responses spectrum** case → au bien



**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

**Structural and Function Damping**  
Damping

**Modal Combination**  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
f1  f2

**Directional Combination**  
☒ SRSS  
☐ ABS Orthogonal SF   
☐ Modified SRSS (Chinese)

**Input Response Spectra**

| Direction | Function                         | Scale Factor                      |
|-----------|----------------------------------|-----------------------------------|
| U1        | <input type="text" value="RPA"/> | <input type="text" value="9.81"/> |
| U2        | <input type="text"/>             | <input type="text"/>              |
| UZ        | <input type="text"/>             | <input type="text"/>              |

Excitation angle

**Eccentricity**  
Ecc. Ratio (All Diaph.)   
Override Diaph. Eccen.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

**Structural and Function Damping**  
Damping

**Modal Combination**  
☒ CQC   ☐ SRSS   ☐ ABS   ☐ GMC  
 f1  f2

**Directional Combination**  
☒ SRSS  
☐ ABS   Orthogonal SF   
☐ Modified SRSS (Chinese)

**Input Response Spectra**

| Direction | Function                         | Scale Factor                      |
|-----------|----------------------------------|-----------------------------------|
| U1        | <input type="text"/>             | <input type="text"/>              |
| U2        | <input type="text" value="RPA"/> | <input type="text" value="9.81"/> |
| UZ        | <input type="text"/>             | <input type="text"/>              |

Excitation angle

**Eccentricity**  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

### ➤ Définition de la masse sismique

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99 version 2003})$$

Avec :

W: poids dû aux charges permanentes

$W_i$  : poids de l'étage i

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes

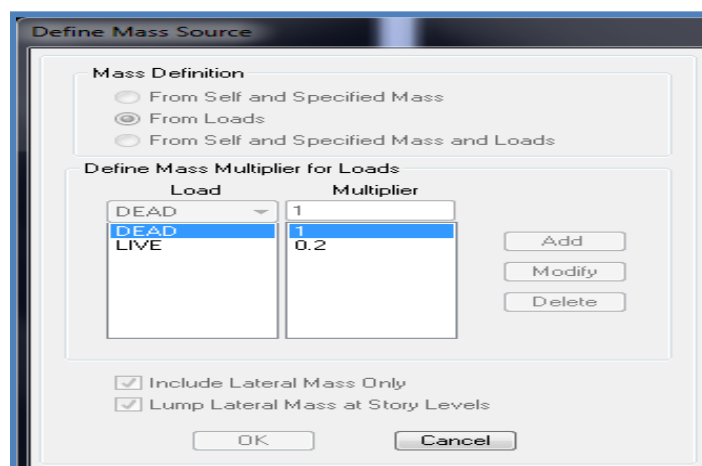
$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

| Cas | Type d'ouvrage                                                                                                                                                                                                                 | $\beta$      |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés                                                                                                                                                                                   | 0,20         |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement :<br>- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.<br>- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,30<br>0,40 |
| 3   | Entrepôts, hangars                                                                                                                                                                                                             | 0,50         |
| 4   | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés                                                                                                                                                                      | 1,00         |
| 5   | Autres locaux non visés ci-dessus                                                                                                                                                                                              | 0,60         |

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc  $\beta=0.2$   
On introduit ces masses dans *ETABS* en passe par si étape

**Define** **Mass source** **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ **Attribution des diaphragmes au déferent plancher du modèle :**



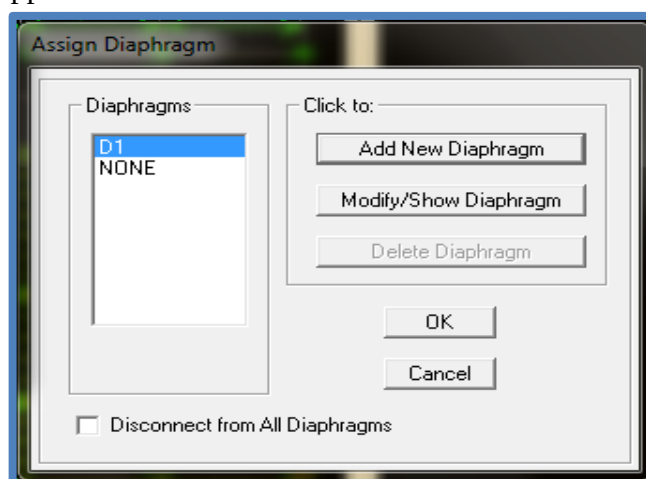
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Set Plain View** → **STORY 1** → **OK**

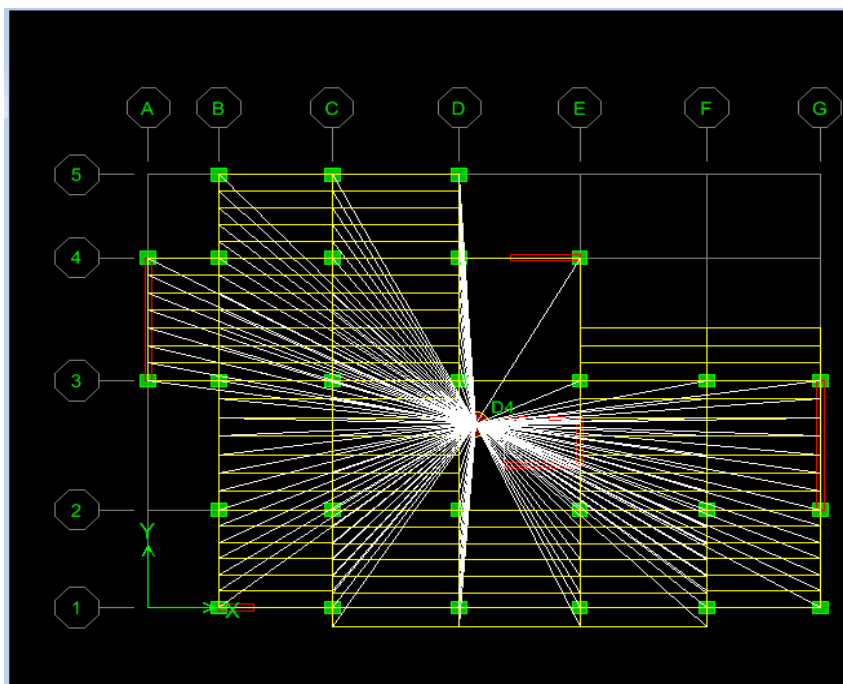
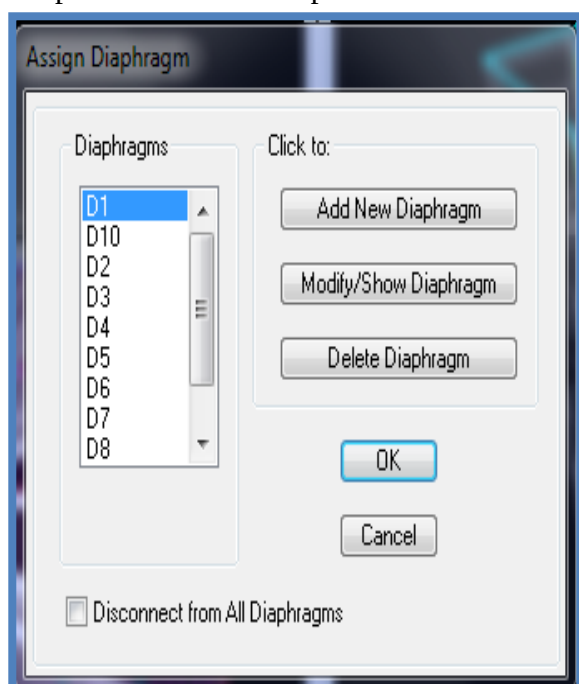
Sélections de la vues en plan du premier étage

**Define Diaphragm OK** →

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.



### Étapes 08: Chargement des éléments :

Terrasse  
h=3.06

$$\left. \begin{array}{l} G=5.61\text{kN/m}^2 \\ Q=1.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right\}$$

Dalle  
salle  
Machine

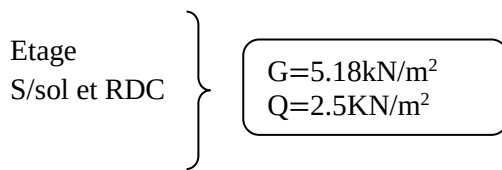
$$\left. \begin{array}{l} G= 0 \text{ kN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\}$$

Etage  
Courant  
h= 3 .06

$$\left. \begin{array}{l} G=5.18\text{kN/m}^2 \\ Q=1.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right\}$$

Balcon

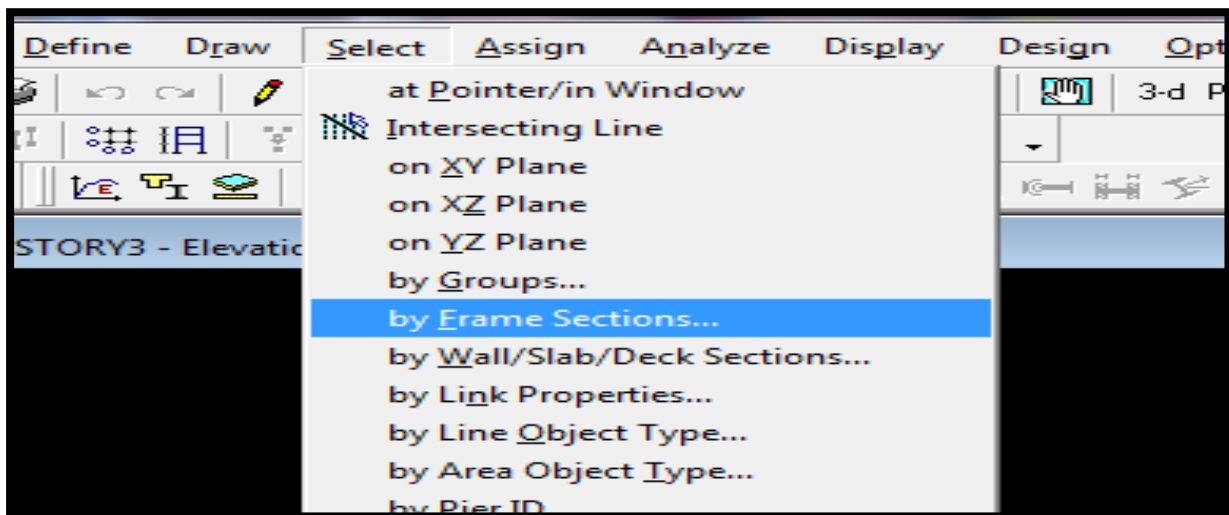
$$\left. \begin{array}{l} G=1.86\text{kN/m}^2 \\ Q=3.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right\}$$



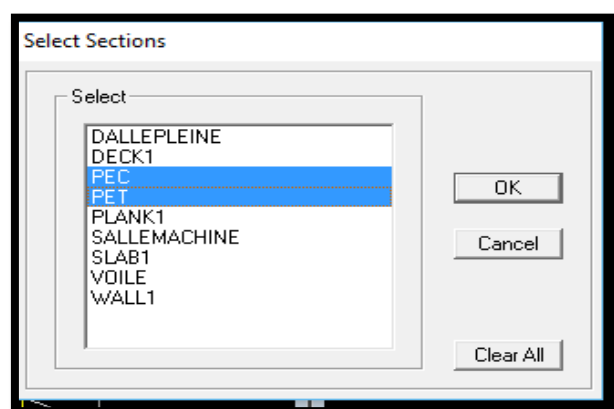
- **Dalle pleine** :  $G_t=5.61\text{KN/m}^2$  et  $Q=3.5\text{ KN/m}^2$   
 $g=G-(e \times 25)=5.61-(0.15 \times 25)=1.86\text{ KN/m}^2$   
 $q=3.5\text{ KN/m}^2$

**Remarque** : la même chose pour la dalle de salle machine

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection les planchers et poutres secondaires



On sélection les poutres secondaire est les poutrelles puis OK



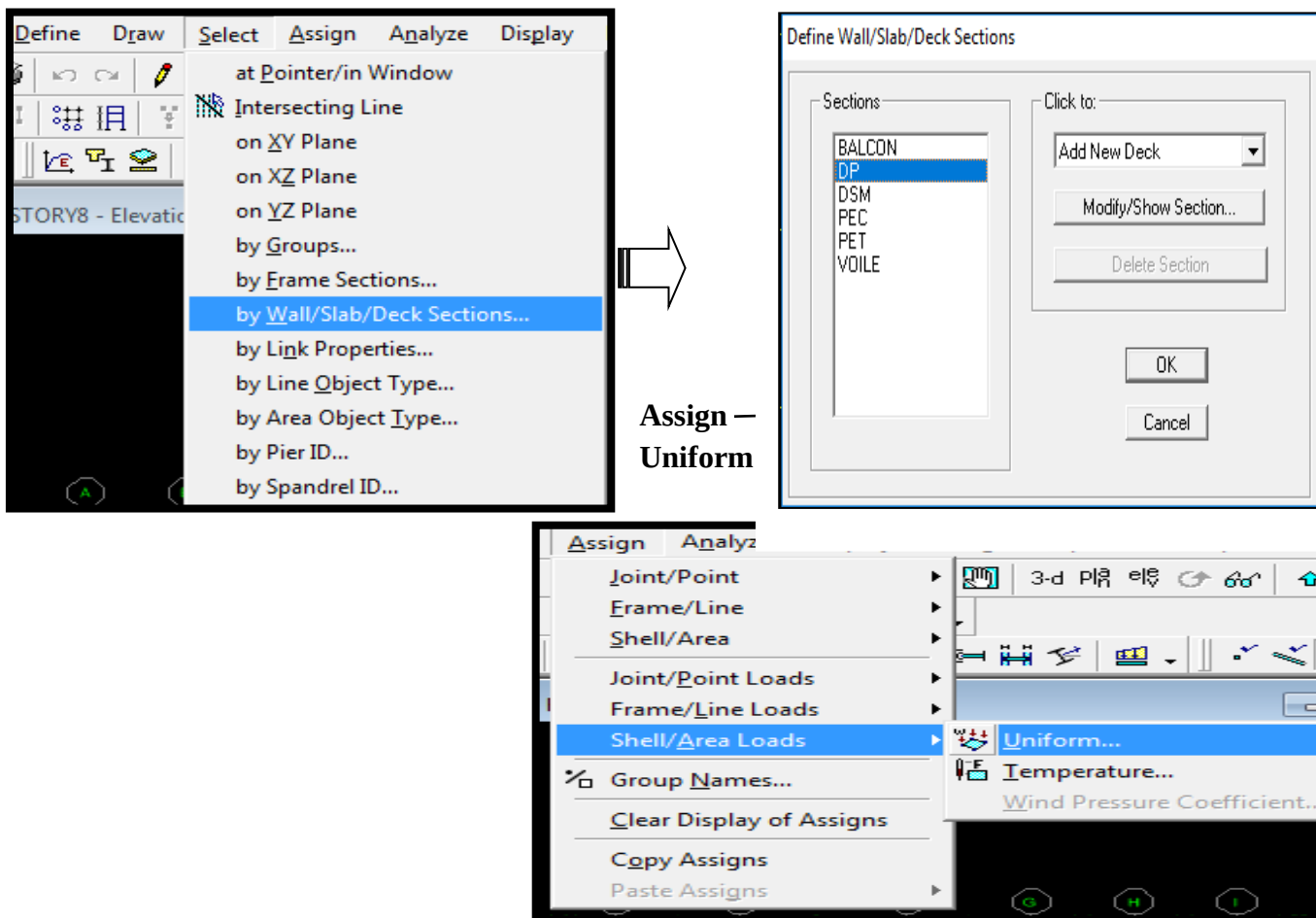
 **Pour charger les planchers :**

Assign —→ Shell/area /loads —→ Uniform

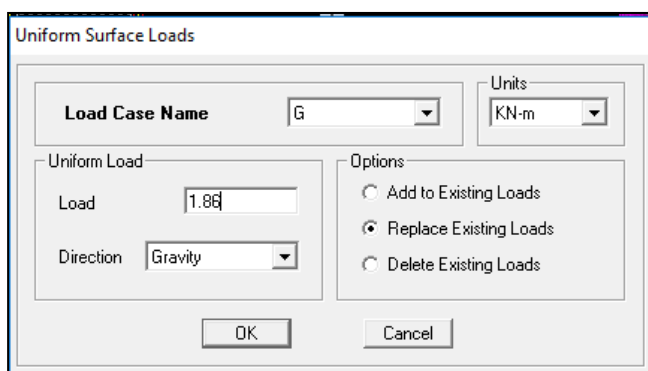
Ou bien avec l'icone 

Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit :

Select —> by Wall/Slab/Deck Sections, on sélectionne Dalle plane et on valide



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge de **la dalle plane**



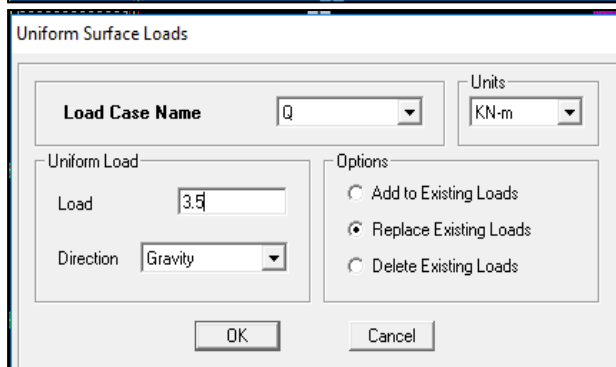
Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load: Load: 1.86 Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel



Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load: Load: 3.5 Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

### Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions :



#### ◆ Combinaisons aux états limites :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

#### ◆ Combinaisons accidentelle du RPA :

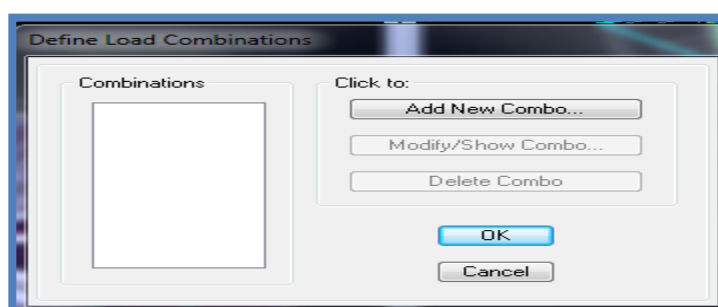
GQE :  $G + Q \pm E$

08GE :  $0.8G \pm E$

Pour les introduire dans le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

**Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur **Add New Combo**



Define Load Combinations

Combinations:

Click to:

Add New Combo...

Modify/Show Combo...

Delete Combo

OK

Cancel

On introduit les non des combinaisons et le facteur multiplicateur

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

| Case Name     | Scale Factor |
|---------------|--------------|
| G Static Load | 1,35         |
| G Static Load | 1,35         |
| Q Static Load | 1,5          |

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: ELS

Load Combination Type: ADD

Define Combination

| Case Name     | Scale Factor |
|---------------|--------------|
| G Static Load | 1            |
| G Static Load | 1            |
| Q Static Load | 1            |

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

| Case Name     | Scale Factor |
|---------------|--------------|
| G Static Load | 1            |
| G Static Load | 1            |
| Q Static Load | 1            |
| EX Spectra    | 1            |

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: 08GEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

| Case Name     | Scale Factor |
|---------------|--------------|
| G Static Load | 0.8          |
| G Static Load | 0.8          |
| EX Spectra    | 1            |

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

**V.1- Introduction:**

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période
2. Justification du système de contreventement.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. L'effort normal réduit.

**V.2- Méthodes de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

**V.3 -Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à :

65m en Zones I et IIa  
30m en zones II<sub>b</sub> et III.

- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant en plus des conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes

**Zone I** : tous groupes

**Zone IIa** : groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone II<sub>b</sub> et III** :

- Groupes d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA99 (Art 4.1.2)

### V.3.1 : Condition de la hauteur :

-Le bâtiment est implanté en zone IIa:  $H < 30$  m :

- hauteur totale du bâtiment  $H = 28.36$  m.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable toutefois on procédera au calcul de la force sismique totale ( $V$ ) qui se fait par la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003, afin de la comparer à celle calculée par l'ETABS. Le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente se fait par la formule suivante :  $V = \frac{A.D.Q}{R} W$  (**Article 4.1 Du RPA 99**)

Avec :

**A**: coefficient d'accélération de zone donné par la table au des règles du R.P.A, dépend de deux paramètres Groupe d'usage et la zone sismique

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Groupe d'usage : 2} \\ \text{-Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

**R**: coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement  
**R = 5** (contreventé par des voiles). (**Tab 4.3 RPA**)

**W** : poids de la structure.

**Q** : Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

**p<sub>q</sub>** : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivant x-x : **Condition vérifiée.  $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.  $P_y = 0.00$**

➤ **Régularité en plan :**

• **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

**Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée  $p_q = 0.05$**

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

| <b>Pénalité <math>P_q</math> :</b>   |                 |                      |
|--------------------------------------|-----------------|----------------------|
| <b>Critère :</b>                     | <b>Observé:</b> | <b>Non observé :</b> |
| Régularité en plan                   | /               | <b>0.05</b>          |
| Régularité en élévation              | /               | <b>0.05</b>          |
| Conditions minimales sur les fils    | <b>0</b>        | /                    |
| Redondance en plan                   | <b>0</b>        | /                    |
| Contrôle de la qualité des matériaux | /               | <b>0.05</b>          |
| suivi de chantier:                   | /               | <b>0.05</b>          |

**Tableau V.3.1.1:** Valeurs de pénalités  $P_q$ .

Donc:  $Q=1+\sum Pq=1+0.05+0.05+0.05+0.05= 1.20$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

| Site                       | S1   | S2   | S3   | S4   |
|----------------------------|------|------|------|------|
| <b>T<sub>2</sub> (sec)</b> | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

**Tableau V.3.1.2** : Période caractéristique en fonction de la nature du site.

La nature du sol : Site meuble **S<sub>3</sub>**  $\Rightarrow T_2 = 0.5s$ .

$\eta$ :Facteur de correction d'amortissement donné par la formule(4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

| Type de remplissage | Portique   |       | Voile ou mur          |
|---------------------|------------|-------|-----------------------|
|                     | Béton Armé | Acier | Béton armé/Maçonnerie |
| Léger               | 6          | 4     | 10                    |
| Dense               | 7          | 5     |                       |

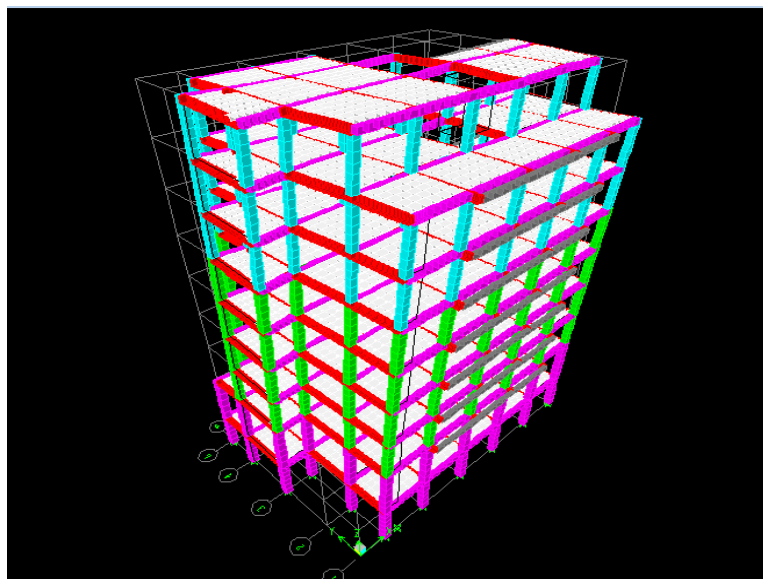
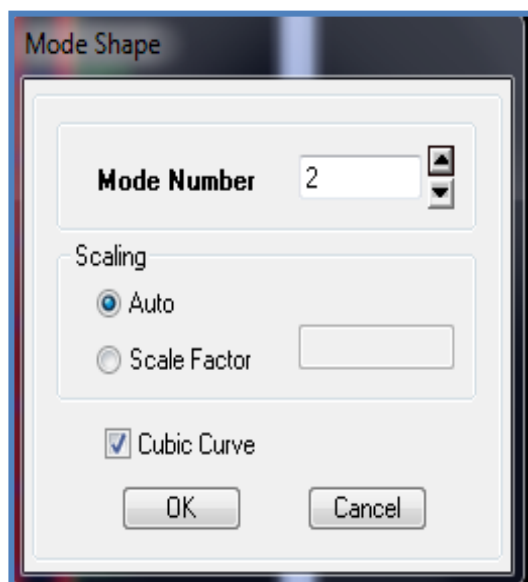
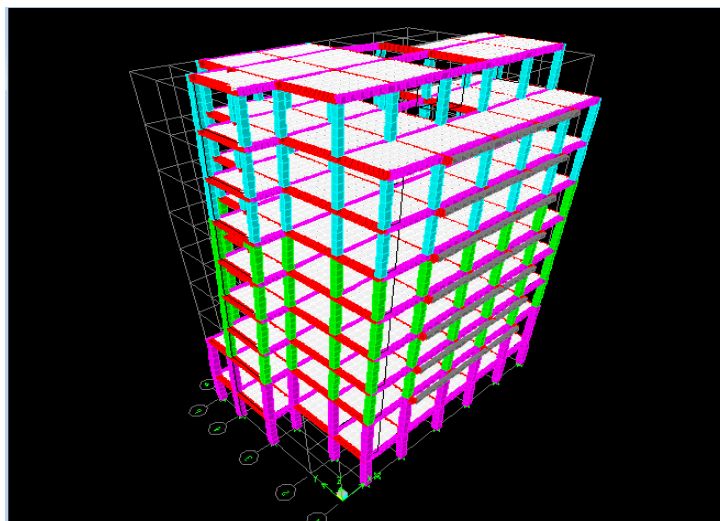
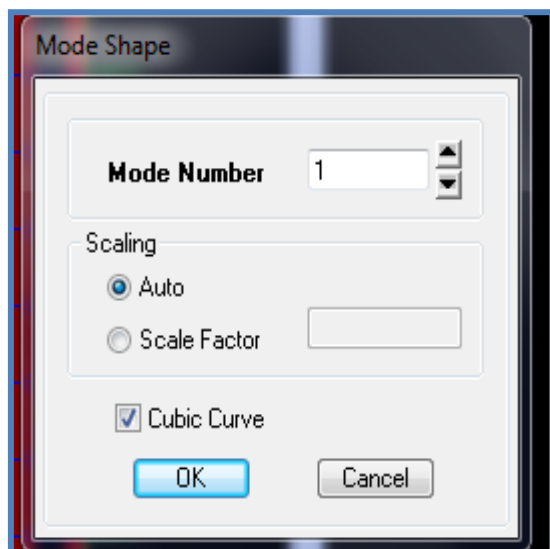
**Tableau V.3.1.3:** Coefficient d'amortissement critique  $\xi$ .

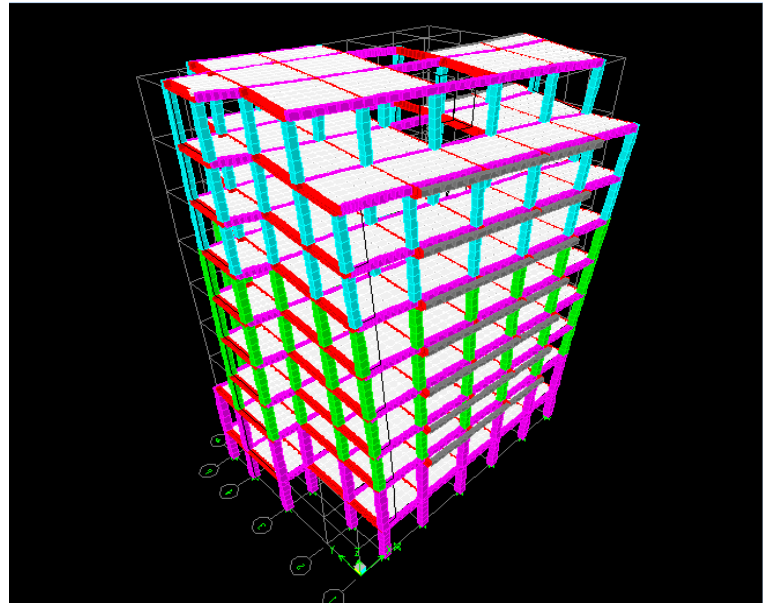
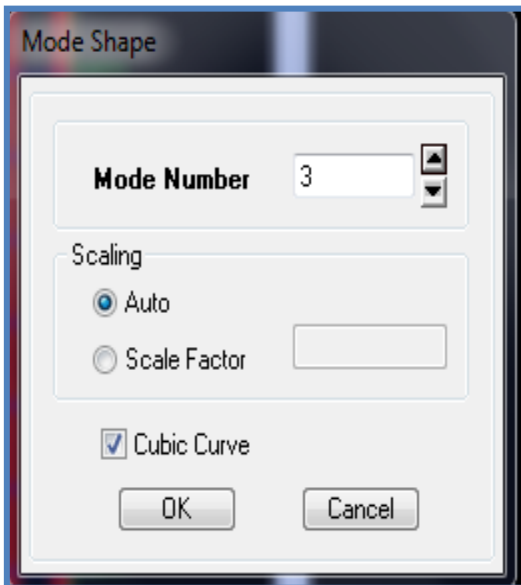
$\xi(\%)$ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)  $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\eta = 0.76 \geq 0.70$  ..... Condition vérifiée.

- •La valeur de la période fondamentale( $T$ ) de la structure peut être estimée à

**Display** —————> **Show Mode Shape**





➤ **Vérification de la période :**

Estimation de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée de la formule :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivante :  $T = C_T h_n^{3/4}$  (4-6 RPA2003)

Avec :

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003).  $C_t=0.05$ .

$T=0.05 \times (28.36)^{3/4} = 0.614 \text{ s}$ .

✓ **Détermination de la période par ETABS :**

Display → Show tables → Modal information → Building modal information

| Modal Participating Mass Ratios |      |          |         |         |        |         |         |        |
|---------------------------------|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| Modal Participating Mass Ratios |      |          |         |         |        |         |         |        |
|                                 | Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX   | SumUY   | SumUZ  |
| ▶                               | 1    | 0,537900 | 73,2339 | 0,1143  | 0,0000 | 73,2339 | 0,1143  | 0,0000 |
|                                 | 2    | 0,420842 | 0,0962  | 66,6737 | 0,0000 | 73,3300 | 66,7880 | 0,0000 |
|                                 | 3    | 0,339928 | 0,0079  | 1,1366  | 0,0000 | 73,3380 | 67,9246 | 0,0000 |
|                                 | 4    | 0,157859 | 12,8793 | 0,0304  | 0,0000 | 86,2173 | 67,9551 | 0,0000 |
|                                 | 5    | 0,103739 | 0,0355  | 17,9203 | 0,0000 | 86,2528 | 85,8754 | 0,0000 |
|                                 | 6    | 0,080852 | 0,1366  | 0,3955  | 0,0000 | 86,3893 | 86,2709 | 0,0000 |
|                                 | 7    | 0,074122 | 5,0402  | 0,0396  | 0,0000 | 91,4296 | 86,3105 | 0,0000 |
|                                 | 8    | 0,045749 | 0,0032  | 6,2204  | 0,0000 | 91,4328 | 92,5309 | 0,0000 |
|                                 | 9    | 0,043131 | 2,8048  | 0,0045  | 0,0000 | 94,2376 | 92,5354 | 0,0000 |
|                                 | 10   | 0,035123 | 0,0434  | 0,1478  | 0,0000 | 94,2810 | 92,6833 | 0,0000 |
|                                 | 11   | 0,028512 | 2,0968  | 0,0408  | 0,0000 | 96,3779 | 92,7241 | 0,0000 |
|                                 | 12   | 0,027353 | 0,0559  | 3,0552  | 0,0000 | 96,4338 | 95,7793 | 0,0000 |

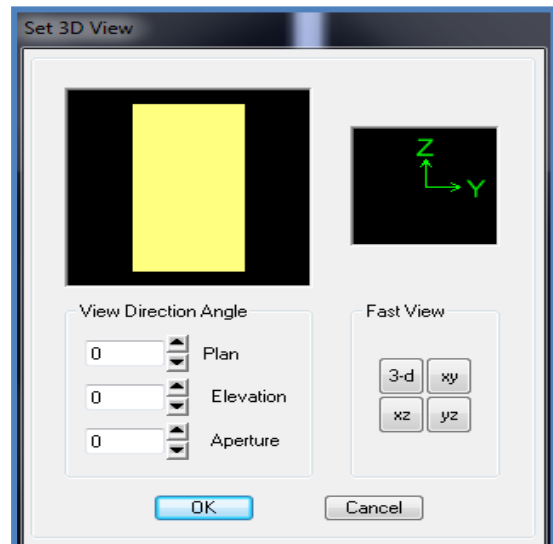
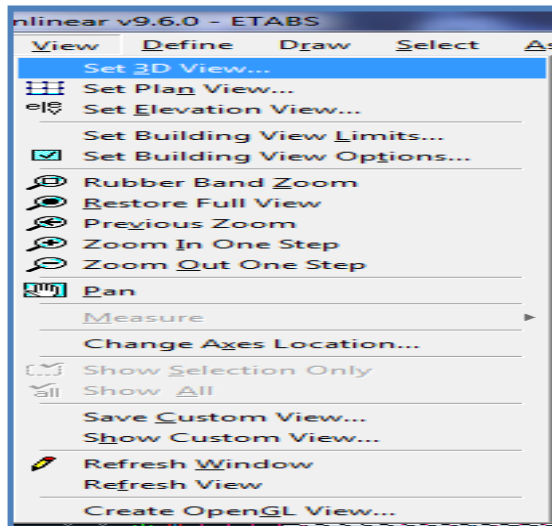
Table : modal participation ratios → OK

On doit vérifier que :  $T_{\text{empirique}} \times 1.3 \geq T_{\text{etabs}}$

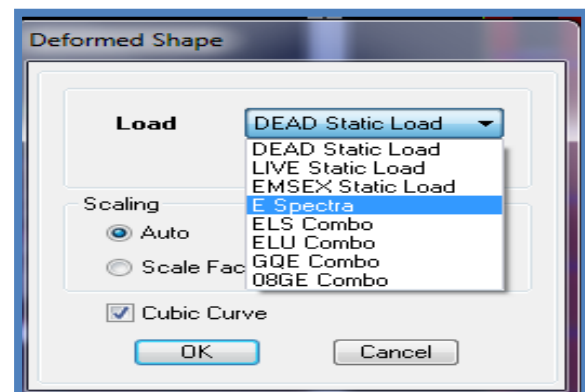
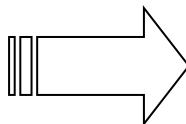
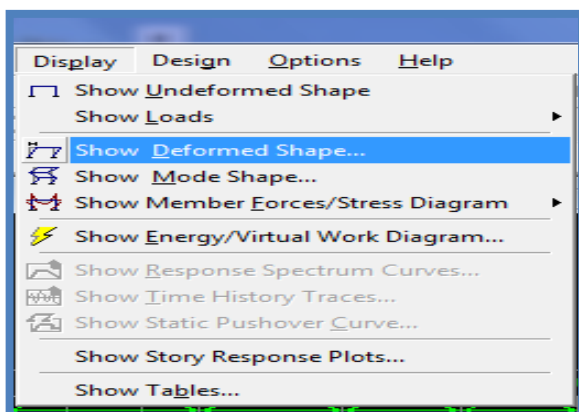
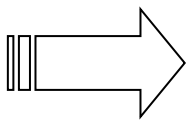
$1.3 \times 0.614 = 0.798 \geq 0.537s$  .....Condition vérifier

➤ **Type de contreventement (justification du type de contreventement):**

Cette étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales (séisme). Dans un premier temps on a supposé la valeur du coefficient de comportement R égal à 5



(contreventement mixte)



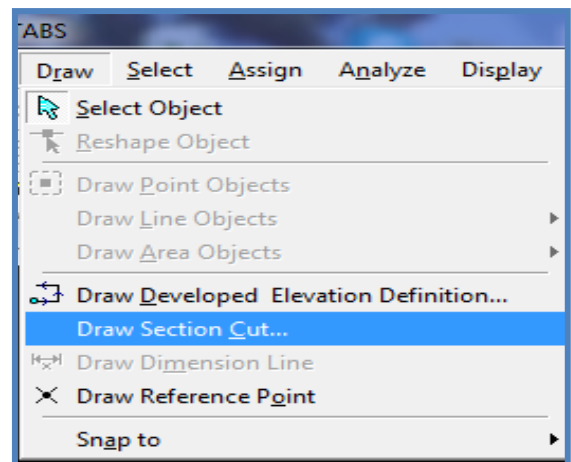
Les

**\*Charges verticales :**

**Charges verticales totales :** 3583.223KN  $\longrightarrow$  (100%)

**Charges verticales reprises par les portiques est de :**  
3018.0711 KN  $\longrightarrow$  (84.23%)

**Charges verticales reprises par les voiles est de :**  
565.0711KN  $\longrightarrow$  (15.77%)



➤ **Conclusion :**

Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, dans ce cas on a opté pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le coefficient de comportement supposé dans l'étape de modélisation est vérifié (**R=5**)

**V.4 .Vérifications des conditions du RPA :**

- vérification de la période
- Le pourcentage de participation massique
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'excentricité
- L'effet P-Delta.

**1-Vérification du nombre de mode :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

**Display  $\longrightarrow$  Show Tables  $\longrightarrow$  Modal Information  $\longrightarrow$  Building Modal Information**

| Modal Participating Mass Ratios |      |          |         |         |        |         |         |        |
|---------------------------------|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| Modal Participating Mass Ratios |      |          |         |         |        |         |         |        |
|                                 | Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX   | SumUY   | SumUZ  |
| ▶                               | 1    | 0,537900 | 73,2339 | 0,1143  | 0,0000 | 73,2339 | 0,1143  | 0,0000 |
|                                 | 2    | 0,420842 | 0,0962  | 66,6737 | 0,0000 | 73,3300 | 66,7880 | 0,0000 |
|                                 | 3    | 0,339928 | 0,0079  | 1,1366  | 0,0000 | 73,3380 | 67,9246 | 0,0000 |
|                                 | 4    | 0,157859 | 12,8793 | 0,0304  | 0,0000 | 86,2173 | 67,9551 | 0,0000 |
|                                 | 5    | 0,103739 | 0,0355  | 17,9203 | 0,0000 | 86,2528 | 85,8754 | 0,0000 |
|                                 | 6    | 0,080852 | 0,1366  | 0,3955  | 0,0000 | 86,3893 | 86,2709 | 0,0000 |
|                                 | 7    | 0,074122 | 5,0402  | 0,0396  | 0,0000 | 91,4296 | 86,3105 | 0,0000 |
|                                 | 8    | 0,045749 | 0,0032  | 6,2204  | 0,0000 | 91,4328 | 92,5309 | 0,0000 |
|                                 | 9    | 0,043131 | 2,8048  | 0,0045  | 0,0000 | 94,2376 | 92,5354 | 0,0000 |
|                                 | 10   | 0,035123 | 0,0434  | 0,1478  | 0,0000 | 94,2810 | 92,6833 | 0,0000 |
|                                 | 11   | 0,028512 | 2,0968  | 0,0408  | 0,0000 | 96,3779 | 92,7241 | 0,0000 |
|                                 | 12   | 0,027353 | 0,0559  | 3,0552  | 0,0000 | 96,4338 | 95,7793 | 0,0000 |

**Tableau de masses participantes :**

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée. Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant X-X avec une mobilisation de 73.2339% et translation suivant Y-Y avec une mobilisation de 66.6737%.

**2-Vérification L'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base ( $V_t$ ) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (VMSE) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t < (0,80 \text{ VMSE})$ . Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications

| Paramètre                         | Valeur  | Article de RPA |
|-----------------------------------|---------|----------------|
| Coefficient de zone A             | 0.15    | Tableau 4.1    |
| Période caractéristique $T_2$     | 0.5 s   | Tableau 4.7    |
| Coefficient $C_T$                 | 0.05    | Tableau 4.6    |
| Facteur d'amplification D         | 1.65    | Formule 4.2    |
| Coefficient de comportement R     | 5       | Tableau 4.3    |
| Facteur de qualité Q              | 1.20    | Formule 4.4    |
| Poids total de la structure $W_t$ | 2617.59 | /              |

**Tableau V.4.2.1:** Récapitulatif des valeurs de A, D, R,  $T$  et  $W_t$  :

**Application numérique :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.20}{5} \times 2617.59 = 194,36 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etaps X-X}} = 559.60 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 155.48 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etaps Y-Y}} = 567.20 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 155.48 \text{ KN}$$

} donc **La condition est vérifiée.**

**3-Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux:**

On doit vérifier la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

**Avec:**

$N_d$ : Effort normal sismique;

**B:**Section transversale du poteau considéré.

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

| Etage considéré | $N_d(KN)$ | $B(m^2)$ | $f_c(KN/m^2)$ | $v$  | Observation     |
|-----------------|-----------|----------|---------------|------|-----------------|
| RDC             | 1570.00   | 0.23     | 25000         | 0.27 | <b>Vérifiée</b> |

**Tableau V.4.3.1:** Résumé de calcul du paramètre  $v$ .

**La condition sur l'effort normal réduit est vérifiée.**

#### **4. Vérification de l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers aux diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultant des plans.

##### **a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :

$$E_x = 0.05 \times 19.85 = 1.00m.$$

$$E_y = 0.05 \times 13.95 = 0.79m.$$

##### **b) Excentricité théorique :**

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

| STORY  | $X_{CM} (m)$ | $Y_{CM} (m)$ | $X_{CR} (m)$ | $Y_{CR} (m)$ | Ex théorique |       | Ex. accidentel |       |
|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------|----------------|-------|
|        |              |              |              |              | $E_x$        | $E_y$ | $E_x$          | $E_y$ |
| Story1 | 9.234        | 6.238        | 10.188       | 6.237        | 0.95         | 0.10  | 1.00           | 0.79  |
| Story2 | 9.290        | 5.921        | 10.181       | 6.319        | 0.89         | 0.39  | //             | //    |
| Story3 | 9.480        | 5.734        | 10.168       | 6.284        | 0.688        | 0.55  | //             | //    |
| Story4 | 9.512        | 5.739        | 10.156       | 6.249        | 0.644        | 0.51  | //             | //    |
| Story5 | 9.512        | 5.739        | 10.141       | 6.225        | 0.629        | 0.48  | //             | //    |
| Story6 | 9.539        | 5.726        | 10.123       | 6.213        | 0.584        | 0.48  | //             | //    |
| Story7 | 9.565        | 5.712        | 10.105       | 6.221        | 0.540        | 0.50  | //             | //    |
| Story8 | 9.552        | 5.941        | 10.087       | 6.254        | 0.535        | 0.31  | //             | //    |
| Story9 | 9.149        | 7.131        | 10.068       | 6.341        | 0.91         | 0.79  | //             | //    |

**Tableau V.4.4.1:** Vérification de l'excentricité

#### **5. Vérification des déplacements relatifs:**

D'après le RPA 99 (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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).}$$

| Story  | $E_x \Delta^k (10^{-3} \text{ m})$ | $E_y \Delta^k (10^{-3} \text{ m})$ | R | H (m) | $\Delta_x (10^{-3} \text{ m})$ | $\Delta_y (10^{-3} \text{ mm})$ | Observation |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|---|-------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|
| STORY9 | 0.024                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.096                          | 0                               | Vérifiée    |
| STORY9 | 0                                  | 0.026                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.104                           | Vérifiée    |
| STORY8 | 0.027                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.108                          | 0                               | Vérifiée    |
| STORY8 | 0                                  | 0.027                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.11                            | Vérifiée    |
| STORY7 | 0.031                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.124                          | 0                               | Vérifiée    |
| STORY7 | 0                                  | 0.028                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.112                           | Vérifiée    |
| STORY6 | 0.035                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.14                           | 0                               | Vérifiée    |
| STORY6 | 0                                  | 0.027                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.11                            | Vérifiée    |
| STORY5 | 0.038                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.152                          | 0                               | Vérifiée    |
| STORY5 | 0                                  | 0.025                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.10                            | Vérifiée    |
| STORY4 | 0.39                               | 0                                  | 5 | 3.06  | 1.56                           | 0                               | Vérifiée    |
| STORY4 | 0                                  | 0.023                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.09                            | Vérifiée    |
| STORY3 | 0.038                              | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.152                          | 0                               | Vérifiée    |
| STORY3 | 0                                  | 0,046                              | 5 | 3.06  | 0                              | 0.18                            | Vérifiée    |
| STORY2 | 0.030                              | 0                                  | 5 | 4.08  | 0.12                           | 0                               | Vérifiée    |
| STORY2 | 0                                  | 0,015                              | 5 | 4.08  | 0                              | 0.06                            | Vérifiée    |
| STORY1 | 0,0127                             | 0                                  | 5 | 3.06  | 0.05                           | 0                               | Vérifiée    |
| STORY1 | 0                                  | 0,06                               | 5 | 3.06  | 0                              | 0.24                            | Vérifiée    |

**Tableau V.4.5.1:** Déplacement s relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$

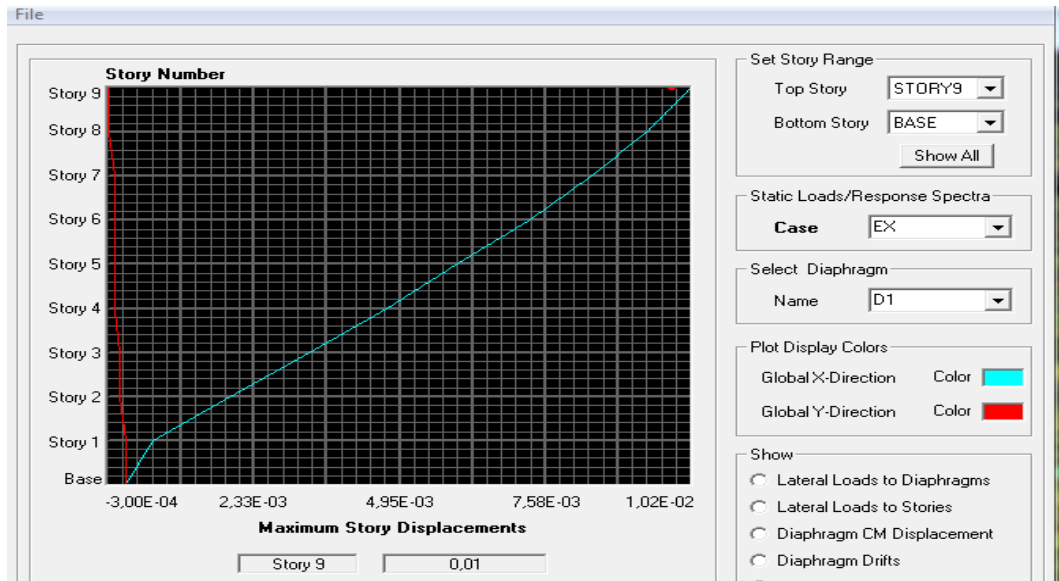
➤ **Déplacement maximal:**

On doit vérifier que le déplacement maximal dans les deux sens (transversal et longitudinal) que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

$f$ : La flèche admissible.

$H_t$ : hauteur totale du bâtiment.



### Vérification des déplacements :

#### Sous l'action de E :

$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{28.36}{500} = 0.056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### 6. Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

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 de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y a deux types d'effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$**  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordres ont été négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**$P_K$** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

**$V_K$** : effort tranchant d'étage au niveau «K».

**$\Delta_K$** : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

**$h_K$** : hauteur de l'étage «K».

↳ L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

| Story  | $P_k(KN)$ | $\Delta_k^x . R(m)$ | $\Delta_k^y . R(m)$ | $V_k^x (KN)$ | $V_k^y (KN)$ | $h_k(m)$ | $\theta_x$ | $\theta_y$ |
|--------|-----------|---------------------|---------------------|--------------|--------------|----------|------------|------------|
| STORY9 | 49.28     | 0.00096             | 0.00104             | 77.40        | 90.70        | 3,06     | 0.00019    | 0.00018    |
| STORY8 | 89.45     | 0.00108             | 0.0011              | 176.70       | 201.20       | 3,06     | 0.00017    | 0.00015    |
| STORY7 | 93.05     | 0.00124             | 0.0011              | 266.40       | 286.20       | 3,06     | 0.00014    | 0.00011    |
| STORY6 | 96.59     | 0.00140             | 0.0011              | 346.40       | 358.10       | 3,06     | 0.00012    | 0.00009    |
| STORY5 | 100.73    | 0.00152             | 0.0010              | 417.10       | 419.5        | 3,06     | 0.00011    | 0.00008    |
| STORY4 | 100.73    | 0.00156             | 0.0009              | 472.80       | 470.90       | 3,06     | 0.00010    | 0.00006    |
| STORY3 | 100.35    | 0.00152             | 0.0018              | 513.40       | 510.70       | 3,06     | 0.00009    | 0.00011    |
| STORY2 | 118.180   | 0.0012              | 0.0006              | 546.10       | 549.20       | 4,08     | 0.00006    | 0.0003     |
| STORY1 | 118.05    | 0.0005              | 0.0024              | 559.60       | 567.20       | 3,06     | 0.00003    | 0.0001     |

**Tableau V.6** : Vérification de l'effet P-Delta

$\theta_i < 0,10$  pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$ , dans le calcul des éléments structuraux.

### **Conclusion** :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- la période T est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

Toutes les exigences du RPA03 sont vérifiées, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

**VI.1.Introduction:**

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont: les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

**VI.2. Ferrailage des poteaux:**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ). Les armatures sont obtenues à l'état limite Ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont:

- $1,35G+1,5Q$  l'ELU.
- $G+Q+E$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$  RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et son moment correspondant.
- effort normal minimal et son moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et son effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003:****1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
  - Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8\% \times b \times h$  (en zone IIa)

Poteaux (45x50) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = 18.00 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x45) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = 14.40 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11.20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de  $6\% \times bh$

Poteaux (45x50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x45) :  $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de  $4\% \times b \times h$

Poteaux (45×50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi_L$  (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

## 2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

### Exposé de la méthode de calcul:

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

#### a) Section entièrement tendue:

$N$  : effort normal de traction.

$C$  : centre de pression entre les armatures.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$A_{si} = N_u \times \left( \frac{\left( \frac{h}{2} - c + e_u \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right)$$

$$A_{ss} = \left( N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si}$$

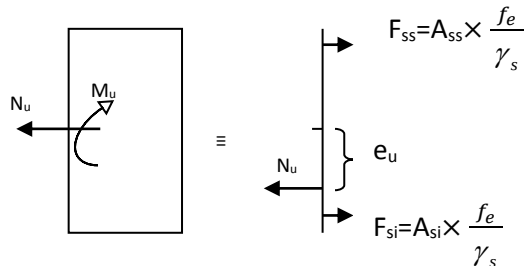
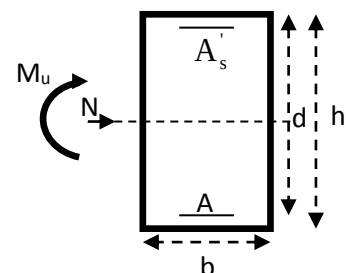


**Figure VI.2.2.1** : Section entièrement tendue

#### b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.



(L'effort normal est un effort de traction ou de compression):

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

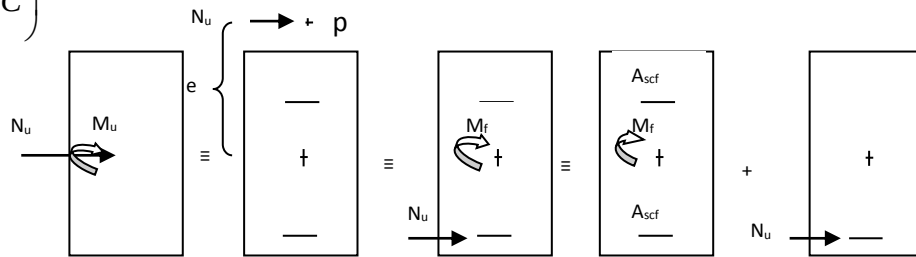


**Figure VI.2.2.2 :** Section partiellement comprimée

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Et  $p \notin$  noyau central  $\Rightarrow$  SPC.

Avec:

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

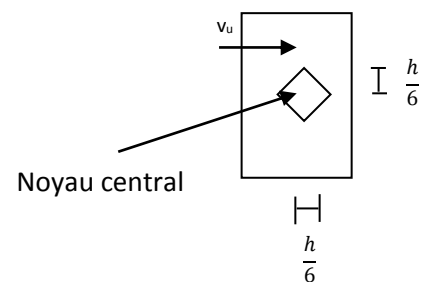
$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

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



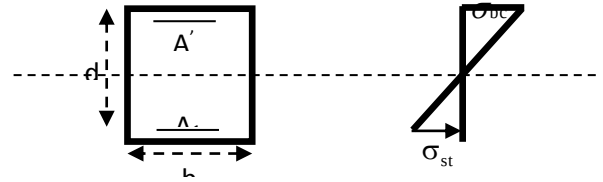
**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**c) Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$  noyau central  $\Rightarrow$  SEC

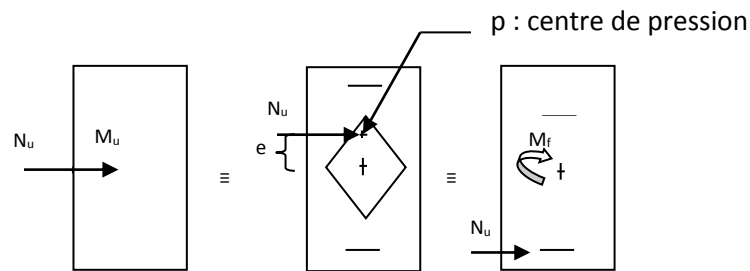


**Figure VI.2.2.3** : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

**1<sup>ère</sup> situation :**

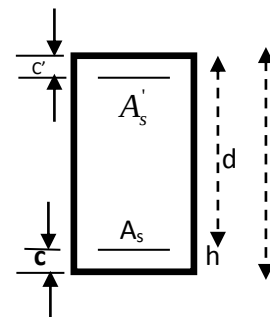
$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



**2<sup>ème</sup> situation :**

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

**Les sections d'armatures sont :**

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

**VI.2.2:Ferrailages des poteaux :****a) Les armatures longitudinales:**

Pour le ferrailage des poteaux carrés on à utilisé le logiciel **GenieCad 2010**.

| Niveaux                                                            | Sens | Effort normal (KN) |        | Moment (KN.M)     |       | Bxh(cm <sup>2</sup> ) | Obs | As(cm <sup>2</sup> ) | As'(cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | Choix des barres | A adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------------------------------|------|--------------------|--------|-------------------|-------|-----------------------|-----|----------------------|-----------------------|-------------------------|------------------|-----------------------------|
| Sous sol RDC                                                       | XX   | p <sup>max</sup>   | 212.61 | M <sup>corr</sup> | 0.076 | 45X50                 | SEC | 0                    | 0                     | 18.00                   | 4HA16 + 8HA14    | 20.36                       |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 1.13   | M <sup>corr</sup> | 0.449 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 151.71 | M <sup>max</sup>  | 3.128 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    | YY   | p <sup>max</sup>   | 212.61 | M <sup>corr</sup> | 0.101 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 1.13   | M <sup>corr</sup> | 3.196 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 42.59  | M <sup>max</sup>  | 5.435 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
| 1er, 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage | XX   | p <sup>max</sup>   | 159.85 | M <sup>corr</sup> | 0.184 | 40X45                 | SEC | 0                    | 0                     | 14.40                   | 4HA14 + 6HA14    | 15.40                       |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 11.31  | M <sup>corr</sup> | 0.947 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 25.79  | M <sup>max</sup>  | 5.399 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    | YY   | p <sup>max</sup>   | 159.85 | M <sup>corr</sup> | 0.441 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 11.31  | M <sup>corr</sup> | 0.776 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 24.89  | M <sup>max</sup>  | 6.521 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage      | XX   | p <sup>max</sup>   | 66.37  | M <sup>corr</sup> | 0.228 | 35X40                 | SEC | 0                    | 0                     | 11.20                   | 8HA14            | 12.32                       |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 1.43   | M <sup>corr</sup> | 1.179 |                       | SPC | 0                    | 0.03                  |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 8.30   | M <sup>max</sup>  | 4.403 |                       | SPC | 0                    | 3.04                  |                         |                  |                             |
|                                                                    | YY   | p <sup>max</sup>   | 66.37  | M <sup>corr</sup> | 0.51  |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>min</sup>   | 1.43   | M <sup>corr</sup> | 1.103 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |
|                                                                    |      | p <sup>corr</sup>  | 9.58   | M <sup>max</sup>  | 6.044 |                       | SEC | 0                    | 0                     |                         |                  |                             |

**Tableau VI.2.2.1:** Calcul des armatures longitudinales.

**b)- Armatures transversales :**(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. (Voir les plans de ferrailage).

**b.1).Diamètre des armatures transversales :** BAEL Art A8.1.3

D'après les règles de BAEL 91 modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,  
soit  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

### **b.2). Espacement des armatures transversales :**

#### **♦ Selon le BAEL 91 Art A8.1.3 :**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4 ; 40\text{cm} ; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :  $\lambda g = \frac{L_f}{i}$

-Si  $\lambda g \geq 5$  .....  $A_t^{min} = 0,3\% . S_t . b_1$

-Si  $\lambda g \leq 3$  .....  $A_t^{min} = 0,8\% . S_t . b_1$

-Si :  $3 \leq \lambda g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda g$  : Elancement géométrique du poteau.

Avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  ;  $L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.70 L_0$

### **Calcul de $\lambda g$ : BAEL 91 Art : B8.4.1**

| zone | niveaux                | Poteaux (Cm) | $I_{min}$ (Cm <sup>4</sup> ) | Section (Cm <sup>2</sup> ) | i (Cm) | $L_0$ (Cm <sup>4</sup> ) | $L_f$ (Cm) | $\lambda_g$ | $A_t^{min} = 0.3\% S_t b$ |
|------|------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|--------|--------------------------|------------|-------------|---------------------------|
| I    | Sous-sol               | 45x50        | 468750                       | 2250                       | 14.43  | 306                      | 214.20     | 14.84       | 2.02                      |
|      | RDC                    | 45x50        | 468750                       | 2250                       | 14.43  | 408                      | 285.60     | 19.79       |                           |
| II   | 1 <sup>er</sup> étage  | 40x45        | 303750                       | 1800                       | 12.99  | 306                      | 214.2      | 16.48       | 1.80                      |
|      | 2 <sup>ème</sup> étage |              |                              |                            |        |                          |            |             |                           |
|      | 3 <sup>ème</sup> étage |              |                              |                            |        |                          |            |             |                           |
|      | 4 <sup>ème</sup> étage |              |                              |                            |        |                          |            |             |                           |
| III  | 5 <sup>ème</sup> étage | 35x40        | 2240000                      | 1400                       | 40     | 306                      | 214.20     | 5.36        | 1.57                      |
|      | 6 <sup>ème</sup> étage |              |                              |                            |        |                          |            |             |                           |
|      | 7 <sup>ème</sup> étage |              |                              |                            |        |                          |            |             |                           |

**Tableau VI.2.2.2:** élancement des poteaux

**Conclusion :**

Dans notre cas l'élanement géométrique  $\lambda > 5$   $\rho_1 = 2.5$

**Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

\*En zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$

\*Dans la zone courante :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi l \right\}$

| zones | Poteaux<br>(cm <sup>2</sup> ) | Zone nodales | Zone courante |
|-------|-------------------------------|--------------|---------------|
| I     | 45x50                         | St=10cm      | St=14cm       |
| II    | 40x45                         | St=10cm      | St=14cm       |
| III   | 35x40                         | St=10cm      | St=14cm       |

**Tableau VI.2.2.3:** espacement des armatures

**Conclusion :**

On adopte :  $S_t = 10\text{ cm}$  En zone nodale

$S_t = 14\text{cm}$  En zone courante

**b.3. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour  $\lambda_g > 5$  la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (45x50) :  $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.01 < A_{ad} = 2.01\text{cm}^2$  condition vérifiée

Poteaux (40x45) :  $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 0.12 < A_{ad} = 2.01\text{cm}^2$  condition vérifiée

Poteaux (35x40) :  $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 < A_{ad} = 2.01\text{cm}^2$  condition vérifiée

**c. Longueur de recouvrement :**

En zone IIa :  $L_r = 40\Phi$

| zone | Diamètre max<br>$\phi l$ (mm) | Longueur de<br>recouvrement (cm) |
|------|-------------------------------|----------------------------------|
| I    | 16                            | 64                               |
| II   | 14                            | 56                               |
| III  | 14                            | 56                               |

**Tableau VI.2.2.4 :** longueur de recouvrement

**d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Art .A.6.1.221):**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$  Pour les aciers à haute adhérence.

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

- Pour  $\phi = 1,6 \text{ cm}$   $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ mm} \rightarrow l_s = 60 \text{ cm}.$

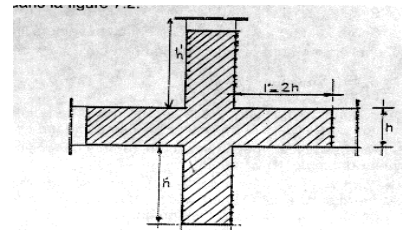
- Pour  $\phi = 1,4 \text{ cm}$   $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \rightarrow l_s = 50 \text{ cm}.$

**e. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



|                | h    | h'                                                                  |
|----------------|------|---------------------------------------------------------------------|
| Poteau (45x50) | 3.06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 45; 50; 60) = 60 \text{ cm}$    |
| Poteau (45x50) | 4.08 | $h' = \text{Max} (\frac{408-35}{6}; 45; 50; 60) = 62.17 \text{ cm}$ |
| Poteau (40x45) | 3,06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 40; 45; 60) = 60 \text{ cm}$    |
| Poteau (35x40) | 3,06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35; 40; 60) = 60 \text{ cm}$    |

**Tableau VI-2.2.5** : détermination de la zone nodal.

**VI.2.3. Vérification à l'ELS :****1. Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**2. Contrainte dans le béton :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :  $\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**a) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(At + Ac)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$

Au-dessus du centre de gravité géométrique :  $X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

-Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}; \sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq 15 \text{MPa}$ .

### **b) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + I_c$   
Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_c = (\frac{h}{2} - e_s)$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_c^3 + p y_c + q = 0$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

-Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :  $T = 0,5(\sqrt{\Delta} - a) : u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$ .

-Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on calcul alors :  $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$  puis  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$y_2^1 = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right); y_2^2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right); y_2^3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On retiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + I_c < h$  ; Donc :  $y_1 = y_2 + I_c$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[ A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - d')^2 \right]$$

Finalement :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Niv             | Sens | section<br><i>cm</i> <sup>2</sup> | N <sub>s</sub><br><i>Kn</i> | M <sub>s</sub><br><i>Kn.m</i> | σ <sub>bcs</sub><br><i>Mpa</i> | σ <sub>bc</sub><br><i>Mpa</i> | σ <sub>bc</sub><br><i>Mpa</i> | σ <sub>ssup</sub><br><i>Mpa</i> | σ <sub>sinf</sub><br><i>Mpa</i> | σ <sub>s</sub><br><i>Mpa</i> | Observation<br>σ <sub>s</sub> < σ <sub>s</sub><br>σ <sub>bc</sub> < σ <sub>bc</sub> |
|-----------------|------|-----------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Sous-sol<br>RDC | XX   | 45x50                             | 155.29                      | 0.056                         | 5.6                            | 5.5                           | 15                            | 183.7                           | 55.00                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 3.88                        | 0.817                         | 4.00                           | 0                             | 15                            | 161.00                          | 28.00                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 111.56                      | 2.308                         | 4.80                           | 3.20                          | 15                            | 170.5                           | 49.50                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 | YY   |                                   | 155.29                      | 0.073                         | 5.6                            | 5.5                           | 15                            | 183.8                           | 83.20                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 3.88                        | 1.434                         | 7.00                           | 0                             | 15                            | 195.0                           | 97                              | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 56.53                       | 2.22                          | 2.80                           | 1.30                          | 15                            | 140.50                          | 20.30                           | 348                          | CV                                                                                  |
| 1 -4            | XX   | 40x45                             | 116.77                      | 0.138                         | 5.30                           | 5.20                          | 15                            | 179.3                           | 177.6                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 15.87                       | 0.351                         | 9.0                            | 5.0                           | 15                            | 129.0                           | 185.0                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 28.85                       | 3.623                         | 3.0                            | 0                             | 15                            | 142.6                           | 147.0                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 | YY   |                                   | 116.77                      | 0.322                         | 5.4                            | 5.1                           | 15                            | 180.5                           | 176.4                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 15.87                       | 1.718                         | 1.5                            | 0                             | 15                            | 215.0                           | 300                             | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 26.82                       | 4.01                          | 3.2                            | 0                             | 15                            | 144.3                           | 110.0                           | 348                          | CV                                                                                  |
| 5-7             | XX   | 35X40                             | 48.54                       | 0.168                         | 2.90                           | 2.70                          | 15                            | 143.5                           | 140.4                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 1.898                       | 0.06                          | 2.00                           | 1.00                          | 15                            | 122.0                           | 111.0                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 10.2                        | 3.183                         | 3.2                            | 0                             | 15                            | 141.7                           | 146.2                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 | YY   |                                   | 48.54                       | 0.373                         | 3.0                            | 2.5                           | 15                            | 145.3                           | 138.6                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 0.06                        | 0.145                         | 1.0                            | 0                             | 15                            | 150.0                           | 136.0                           | 348                          | CV                                                                                  |
|                 |      |                                   | 7.05                        | 4.411                         | 4.1                            | 0                             | 15                            | 151.9                           | 188.6                           | 348                          | CV                                                                                  |

**Tableau VI.2.3.1:** Le calcul des contraintes.

## Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées.

## Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

**Remarque :**

La vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées

**Conclusion :**

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

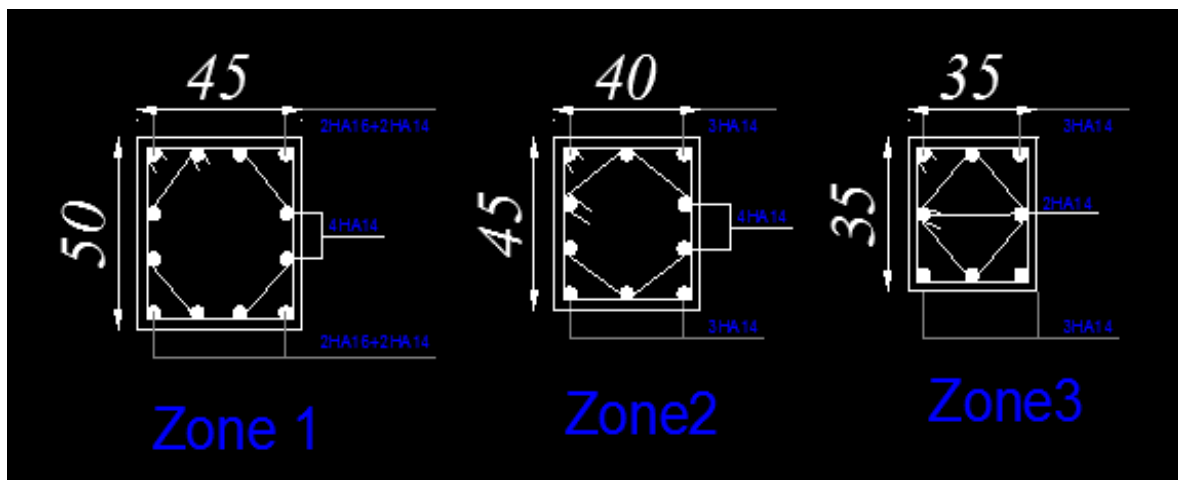


**Figure. VI.2.3.1.** Coupe transversale de ferrailage des poteaux.

**Remarque :** En élévation voir les plans de ferrailage.

**VI.3. Ferrailage des poutres :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple suivant les cas les plus défavorables des combinaisons de charges et vérifiées à L'ELS.

**➤ Les combinaisons de calcul :**

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$  .....à l'ELU.
- $G+Q$ .....à l'ELS.
- $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.

**VI.3.1.Recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :****VI.3.1.1.Armatures longitudinales :**

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

-Poutres principales de (30x35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires de (30x35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

**4% en zone courante :**

Poutres principales de (30x35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (30x 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

**6% en zone de recouvrement :**

Poutres principales de (30x35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (30x35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement et de **40 Ø** en zone **IIa**.
- L'encrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

**VI.3.1.2.Armatures transversales:**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  **$A_t = 0,003.S_t.b$**

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right)$ : **En zone nodale.**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ : **En zone de recouvrement.**

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

### **VI.3.2.Sollicitations dans les poutres :**

**Zone I** : sous-sol et RDC ;

**Zone II** : Du 1<sup>er</sup> au 4<sup>ème</sup> étage ;

**Zone III** : Du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

#### **❖ Poutres principales:**

| Zone           | Effort                | ELU    | G+Q±E | 0,8G±E | ELS   |
|----------------|-----------------------|--------|-------|--------|-------|
| <b>ZoneI</b>   | M <sup>-</sup> (KN.m) | 54.32  | 44.81 | 32.30  | 39.56 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 39.54  | 29.77 | 20.54  | 28.80 |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 100.90 | 76.10 | 52.70  | 73.50 |
| <b>Zone II</b> | M <sup>-</sup> (KN.m) | 89.35  | 65.89 | 40.15  | 64.40 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 39.34  | 30.28 | 21.06  | 28.66 |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 109.60 | 80.00 | 47.70  | 78.90 |
| <b>ZoneIII</b> | M <sup>-</sup> (KN.m) | 86.81  | 63.88 | 38.81  | 62.56 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 42.77  | 32.96 | 24.32  | 31.35 |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 104.40 | 76.30 | 45.40  | 75.20 |

**Tableau VI-3.2.1** : Efforts internes dans les poutres principales.

#### **❖ Poutres secondaires:**

| Zone           | Effort                | ELU   | G+Q±E | 0,8G± E | ELS   |
|----------------|-----------------------|-------|-------|---------|-------|
| <b>ZoneI</b>   | M <sup>-</sup> (KN.m) | 18.09 | 29.94 | 26.52   | 13.20 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 10.18 | 24.16 | 21.92   | 7.46  |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 25.80 | 41.70 | 36.10   | 18.90 |
| <b>ZoneII</b>  | M <sup>-</sup> (KN.m) | 38.40 | 44.64 | 36.83   | 27.99 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 28.16 | 37.22 | 31.10   | 20.57 |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 40.00 | 58.20 | 47.40   | 29.20 |
| <b>ZoneIII</b> | M <sup>-</sup> (KN.m) | 45.75 | 45.03 | 35.20   | 33.26 |
|                | M <sup>+</sup> (KN.m) | 34.20 | 34.92 | 27.93   | 24.79 |
|                | V <sub>2</sub> (KN)   | 44.90 | 55.40 | 43.00   | 32.70 |

**Tableau VI-3.2.2** : Efforts internes dans les poutres secondaires.

**VI.3.3. Etape de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Pour les aciers FeE400

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

Si  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée ( $A_s' = 0$ ).**

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée :**

$$M_{fl} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fl} \text{ avec } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \quad A_1 = \frac{M_{fl}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}'} , \quad \text{avec } \sigma_{st}' = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**VI. 3.4. Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui, en zone I :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.54 \times 10^6}{300 \times 320^2 \cdot 14,2} = 0.090$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_s' = 0$ )

$$\mu = 0,090 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_s = \frac{39.54 \times 10^4}{0,953 \times 0,32 \times 348 \cdot 10^3} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

On opte pour  $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$ .

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

### Ferrailage des poutres principales :

| Zone     | Localisation         | Mu (KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|----------------------|-----------|-------|-----|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| Zone I   | Travée               | 39.54     | 0.090 | SSA | 0.953   | 3.75                                | 5.25                                | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 44.81     | 0.102 |     | 0.946   | 4.25                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 29.77     | 0.068 |     | 0.965   | 2.77                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |
| ZoneII   | Travée               | 39.34     | 0.090 | SSA | 0.953   | 3.70                                | 5.25                                | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 65.89     | 0.150 |     | 0.918   | 6.44                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 30.28     | 0.070 |     | 0.964   | 2.82                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |
| Zone III | Travée               | 42.77     | 0.098 | SSA | 0.948   | 4.05                                | 5.25                                | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 63.88     | 0.146 |     | 0.921   | 6.22                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 32.96     | 0.075 |     | 0.961   | 3.07                                |                                     | 3HA12+3HA12= 6.77            |

**Tableau VI-3.4.1** : Résumé de calcul des poutres principales.

### Ferrailage des poutres secondaires :

| Zone     | Localisation         | Mu (KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|----------------------|-----------|-------|-----|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| ZoneI    | Travée               | 10.18     | 0.024 | SSA | 0.988   | 1.00                                | 5.25                                | 3HA12 =3,39                  |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 29.94     | 0.068 |     | 0.965   | 2.78                                |                                     | 3HA12+2HA12=5.65             |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 24.16     | 0.055 |     | 0.971   | 2.23                                |                                     | 3HA12+2HA12= 5.65            |
| Zone II  | Travée               | 38.40     | 0.088 | SSA | 0.954   | 3.61                                | 5.25                                | 3HA12 =3,39                  |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 44.64     | 0.102 |     | 0.946   | 4.23                                |                                     | 3HA12+2HA12 =5.65            |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 37.22     | 0.085 |     | 0.955   | 3.50                                |                                     | 3HA12+2HA12=5.65             |
| Zone III | Travée               | 45.75     | 0.104 | SSA | 0.945   | 4.35                                | 5.25                                | 3HA12 =3,39                  |
|          | Appui <sub>sup</sub> | 45.03     | 0.103 |     | 0.946   | 4.27                                |                                     | 3HA12+2HA12 =5.65            |
|          | Appui <sub>inf</sub> | 34.92     | 0.080 |     | 0.958   | 3.27                                |                                     | 3HA12+2HA12=5.65             |

**Tableau VI-3.4.2** : Résumé de calcul des poutres secondaires.

## VI.3.5. Vérifications des conditions du RPA :

### 1-Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

**2-Armatures transversales :**

|                            | Zone nodale                                                                                                                                                                      | Zone courante                                                                                                 |
|----------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Poutres principales</b> | $S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right)$ $\rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$ $A_t = 0,003.S_t.b = 0,72 \text{ cm}^2$ | $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ $A_t = 0,003.S_t.b = 1,35 \text{ cm}^2$ |
| <b>Poutres secondaires</b> | $S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right)$ $\rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$ $A_t = 0,003.S_t.b = 0,72 \text{ cm}^2$ | $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ $A_t = 0,003.S_t.b = 1,35 \text{ cm}^2$ |

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2.h$  avec  $h$  : La hauteur de la poutre.

$L' = 2.h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  ; pour les poutres principales.

$L' = 2.h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$  ; pour les poutres secondaires.

**VI.3.6.Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité du béton (BAEL91-art.B.6.4):**

$$A \geq A_{\min} = 0,23. b . d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

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

**b) Influence des efforts tranchants au niveau des appuis (BAEL91/art.A.5.1.32):**

On doit vérifier la condition suivante:  $T_u \leq \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9. d. b. f_{c28}}{\gamma_b}$ .

$$T_u = 109,60 \text{ kN} < \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 576 \text{ kN}.$$

$$T_u = 44,90 \text{ kN} < \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 576 \text{ kN}.$$

$T_u < \overline{T_u} \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

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

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

**Poutres principales :**  $\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{109,60 .10^3}{0,9 \times 320 \times 3.14 \times 6 \times 12} = 1,68 \text{ MPa.}$

**Poutres secondaires:**  $\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{44,90 .10^3}{0,9 \times 320 \times 3,14 \times 5 \times 12} = 0,83 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**d) Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221) :**

**d)**  
Pour les HA12 :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \gamma f_{t28}} = \frac{1.2 \times 400}{4 [0.6 (1.5)^2 \times 2.1]} = 42.33 \text{ cm.}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $(0.4 l_s)$  pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA12 :  $L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.}$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est de  $(40 \phi)$  en Zone II<sub>a</sub>)

Pour les HA12 :  $L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

**e) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91) :**

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales :**  $\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

- **Poutres secondaires :**  $\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**VI.3.7.Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de résistance du béton en compression ;
- Etat limite de déformation.

**- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

**- Etat limite de résistance du béton à la compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible.

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \quad A_s : \text{Section d'armatures adoptée à l'ELU};$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

$$\text{On calcul } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \longrightarrow (\alpha_1, \beta_1) \longrightarrow k = \frac{\alpha_1}{15 - (1 - \alpha_1)}$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Poutres principales :**

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 39.56      | 6.77                  | 0,705    | 0.878     | 0.366      | 25,98 | 0.025 | 207.98            | 348                             | 5.19                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 64.40      | 6.77                  | 0,705    | 0.878     | 0.366      | 25,98 | 0.025 | 338.57            | 348                             | 8.46                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 62.56      | 6.77                  | 0,705    | 0.878     | 0.366      | 25,98 | 0.025 | 328.89            | 348                             | 8.22                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-3.7.1** : Vérification du ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS.

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 44.81      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 235.58            | 348                             | 5.88                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 65.89      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 346.40            | 348                             | 8.66                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 63.88      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 335.83            | 348                             | 8.40                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-7.2** : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs à l'ELS.

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 29.77      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 156.51            | 348                             | 3.91                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 30.28      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 159.20            | 348                             | 3.97                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 32.96      | 6.77                  | 0.705    | 0.878     | 0.366      | 25.98 | 0.025 | 173.28            | 348                             | 4.33                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-3.7.3** : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs à l'ELS.

**Poutres secondaires :**

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 13.20      | 3.39                  | 0.350    | 0.908     | 0.276      | 39.35 | 0.020 | 134.01            | 348                             | 2.68                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 27.99      | 3.39                  | 0.350    | 0.908     | 0.276      | 39.35 | 0.020 | 284.16            | 348                             | 5.68                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 33.26      | 3.39                  | 0.350    | 0.908     | 0.276      | 39.35 | 0.020 | 337.66            | 348                             | 6.75                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-3.7.4 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS.

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 29.94      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 186.90            | 348                             | 4.30                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 44.64      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 278.67            | 348                             | 6.40                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 45.03      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 207.63            | 348                             | 4.77                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-3.7.5 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs à l'ELS.

| Zone     | Ms<br>KN.m | As<br>cm <sup>2</sup> | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\alpha_1$ | $k_1$ | k     | $\sigma_s$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{st}$<br>Mpa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$ | Obs.      |
|----------|------------|-----------------------|----------|-----------|------------|-------|-------|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Zone I   | 24.16      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 150.82            | 348                             | 3.46                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone II  | 37.22      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 232.35            | 348                             | 5.34                 | 15                       | vérifiée. |
| Zone III | 34.92      | 5.65                  | 0.590    | 0.886     | 0.342      | 28.86 | 0.023 | 217.99            | 348                             | 5.01                 | 15                       | vérifiée. |

**Tableau VI-3.7.6 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs à l'ELS.**-Etat limite de déformation :**

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

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- **Poutres principales** :  $\overline{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm} > f=0.037\text{cm}$

- **Poutres secondaires** :  $\overline{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{370}{500} = 0,74\text{cm.} > f=0.013\text{cm}$

La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

**Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.**

➤ **Disposition constructive:**

Conformément au (CBA 93 annexe E3), 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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

**VI.4.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I:** sous-sol+ RDC
- **Zone II:** 1<sup>eme</sup> + 2<sup>eme</sup> + 3<sup>eme</sup> + 4<sup>eme</sup> étage
- **Zone III:** 5<sup>eme</sup> + 6<sup>eme</sup> + 7<sup>eme</sup> étage

**VI.4.2. Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 : RPA.99/modifié 2003 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 0,8G±E

ELS : G + Q G+Q±E

**VI.4.3 Ferraillage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

**➤ Exposé de la méthode:**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

**Avec :**

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

$$V \text{ et } V': \text{ bras de levier, } V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

**he**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré

**Lc** : la longueur de la zone comprimée  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

**L t** : longueur tendue = **L** - **Lc**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

**Avec : e** : épaisseur du voile.

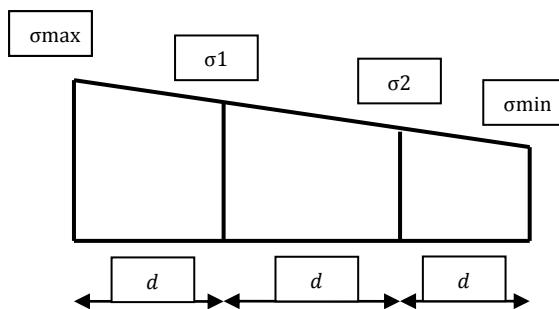


**Figure VI.4. 3.1** : Section extérieurement comprimé

- **Section partiellement comprimée: (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

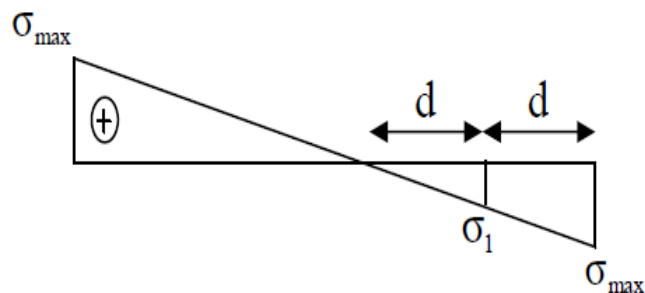


**Figure VI.4.3.2** : Section partiellement comprimé

- **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

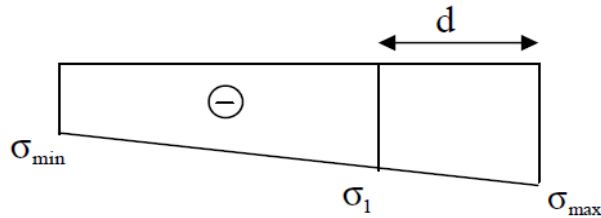


**Figure VI.4.3.3** : Section entièrement tendue

a) **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

**B** : section du voile.

**$\sigma_{s10}$**  : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

**$\sigma_{s10}$**  : Contrainte de l'acier.

b) **Armatures minimales :**

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$\left. \begin{array}{l} - A_{\min} \geq 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots\dots\dots \\ - 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \end{array} \right\} \dots\dots (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

**c) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B$$

**Globalement dans la section du voile.**

$$A_h \geq 0.15\% B$$

**en zone courante.**

**B :** Section du béton

**A<sub>v</sub>:** Section d'armature verticale.

**d) Armatures de montages :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les 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 RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

**e) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e} ; \text{ Avec : } T = 1.4 V_u$$

**V<sub>u</sub>:** 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.

**f) 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  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

**Avec :**

**e = épaisseur du voile.**

Aux extrémités des voiles 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 égal à 15 cm

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

**40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

**20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

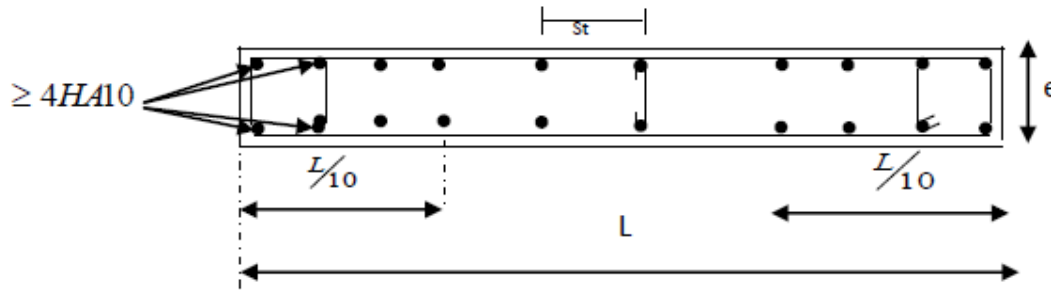


**Figure. VI.4.3.4:** Disposition des armatures verticales.

#### **VI.4.4. Vérification :**

##### **VI.4.4.1. Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b_0 d} \leq \bar{\sigma}_b; \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

##### **VI.4.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b; \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d}; V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$$

**Avec :**

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**D'après le BAEL 91:**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

**Avec :**

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

**- Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL41** de la zone I :

**❖ Caractéristiques géométrique :**

$$L = 4.05 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}, \quad B = 1 \text{ m}^2, \quad I = 1.11 \text{ m}^2, \quad V = V' = 2.025 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 1894.40 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = 3927.30 \text{ KN/m}^2$$

**-Calcul de Lc :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{1894.40}{1894.40 + 3927.30} \cdot 4.05 = 1.32 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.05 - 1.32 = 2.73 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } d = \frac{L_t}{2} = \frac{3.17}{2} = 0.88 \text{ m}$$

**-Longueur d'extrémité.**

$$\frac{L}{10} = \frac{4.05}{10} = 0.405 \text{ m} = 40.5 \text{ cm}$$

**❖ Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = (2.73 - 0.88) \frac{3927.30}{2.73} = 2664.367 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = \frac{3927.30 + 2664.367}{2} \times 0.88 \times 0.20 = 579.14 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{2664.367}{2} \times 0.88 \cdot 0.20 = 493.85 \text{ KN.}$$

**Calcul des armatures :****❖ Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{579.14}{400} \times 10 = 14.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{493.85}{400} \times 10 = 12.35 \text{ cm}^2$$

**❖ Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq \max \left( 0.2\% B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 88 \times 20 = 1760 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left( 0.2\% B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right) = \max(3.52 ; 9.23) = 9.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 V_u \times 10}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 3267.60 \times 10}{400} = 125.80 \text{ cm}^2$$

$$A'_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 14.48 + \frac{125.80}{4} = 45.93 \text{ cm}^2$$

$$A'_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 12.35 + \frac{125.80}{4} = 43.80 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

**1ere bande : 10HA16** =  $40.19 \text{ cm}^2/\text{d1}$  soit :  $\frac{10\text{HA16}}{\text{nappe}}$  avec espacement de **10cm**.

**2ème bande : 11HA16** =  $44.21 \text{ cm}^2/\text{d2}$  soit :  $\frac{11\text{HA16}}{\text{nappe}}$  avec espacement de **25cm**

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.  
Soit : 04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup>

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**✓ **Selon BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1540 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 375} = 2.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\bar{V}_u = 1.4 V_u.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b d} = \frac{1.4 \times 2156 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4200} = 2.957 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1354.80}{0.81 \times 10^4 + 15 \times 3920} = 6.546 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

| Caractéristiques géométriques | Zone                                      | RDC      | II       | III      | IV       |
|-------------------------------|-------------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|                               | H poutre(m)                               | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |
|                               | hauteur étage (m)                         | 4.08     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|                               | L (m)                                     | 4.05     | 4.05     | 4.05     | 4.05     |
|                               | e (m)                                     | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|                               | B (m <sup>2</sup> )                       | 0.81     | 0.81     | 0.81     | 0.81     |
|                               | He                                        | 4.080    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|                               | h                                         | 3.73     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |
| Solicitation de calcul        | T(kN)                                     | 1540.000 | 1301.500 | 982.200  | 151.900  |
|                               | N <sub>ser</sub> (kN)                     | 1354.80  | 901.10   | 858.30   | 626.10   |
|                               | Vu (kN)                                   | 2156.000 | 1822.100 | 1375.080 | 212.660  |
|                               | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 1894.400 | 1417.300 | 668.900  | 525.300  |
|                               | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 3927.300 | 3938.100 | 3002.000 | 2861.900 |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )           | 400.00   | 400.00   | 400.00   | 400.00   |
|                               | L <sub>c</sub>                            | 1.32     | 1.07     | 0.74     | 0.63     |
|                               | L <sub>t</sub>                            | 2.73     | 2.98     | 3.31     | 3.42     |
|                               | d                                         | 0.88     | 0.71     | 0.49     | 0.42     |
|                               | d <sub>adopté</sub>                       | 0.88     | 0.71     | 0.49     | 0.42     |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> | 1.85     | 2.26     | 2.82     | 3.00     |
|                               | $\sigma_1$                                | 2664.367 | 2993.233 | 2556.067 | 2511.700 |
|                               | N <sub>1</sub>                            | 579.14   | 495.28   | 273.45   | 225.01   |
|                               | N <sub>2</sub>                            | 493.85   | 677.55   | 720.82   | 754.31   |
| Caractéristiques              | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 14.48    | 12.38    | 6.84     | 5.63     |

|                                             |                                             |               |                                |          |          |          |
|---------------------------------------------|---------------------------------------------|---------------|--------------------------------|----------|----------|----------|
|                                             | $A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$         |               | 12.35                          | 16.94    | 18.02    | 18.86    |
|                                             | $A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$              |               | 83.01                          | 70.15    | 37.81    | 5.85     |
|                                             | $A'_{v1}/\text{bande/nappe}$                |               | 39.20                          | 38.23    | 16.29    | 15.70    |
|                                             | $A'_{v2}/\text{bande/nappe}$                |               | 33.10                          | 34.48    | 27.47    | 20.32    |
| armature minimale                           | $A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$ |               | 9.23                           | 7.50     | 5.17     | 4.40     |
| Ferrailage adopté pour armatures verticales | $A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$       |               | 40.19                          | 40.19    | 30.77    | 22.6     |
|                                             | $A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$       |               | 44.21                          | 44.21    | 33.84    | 12.56    |
|                                             | Choix de A (cm <sup>2</sup> )               | Bande 1       | 2*10HA16                       | 2*10HA16 | 2*10HA14 | 2*10HA12 |
|                                             | Choix de A (cm <sup>2</sup> )               | Bande 2       | 2*11HA16                       | 2*11HA16 | 2*11HA14 | 2*11HA12 |
|                                             | ST                                          |               | 30                             | 30       | 30       | 30       |
|                                             | Espacement (cm)                             | Bande 1       | 10                             | 10       | 10       | 10       |
|                                             |                                             | Bande 2       | 25                             | 25       | 25       | 25       |
| Armature horizontales                       | $A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$          |               | 12.15                          | 12.15    | 12.15    | 12.15    |
|                                             | $A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$          |               | 16.95                          | 15.82    | 15.82    | 15.82    |
|                                             | choix de la section                         |               | 15HA12                         | 14HA12   | 14HA12   | 14HA12   |
| Armatures transversales                     | Espacement st(cm)                           |               | 27                             | 22       | 22       | 22       |
|                                             | $A_t \text{ adoptées}$                      |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |
| Vérification de la contrainte               | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$<br>2,5 Mpa     | $\tau_b$      | 2.957                          | 2.499    | 1.886    | 0.292    |
|                                             |                                             | $\tau_u$      | 2.112                          | 1.785    | 1.347    | 0.208    |
|                                             | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$          | $\sigma_{bc}$ | 6.546                          | 5.028    | 2.977    | 1.703    |

| géométriques           | Zone                                      | SS       | RDC      | II       | III      |
|------------------------|-------------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|                        | hpoutre(m)                                | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |
|                        | hauteur etage (m)                         | 4.08     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|                        | L (m)                                     | 3.85     | 3.85     | 3.85     | 3.85     |
|                        | e (m)                                     | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|                        | B (m <sup>2</sup> )                       | 0.77     | 0.77     | 0.77     | 0.77     |
|                        | He                                        | 4.080    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|                        | h                                         | 3.73     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |
| Solicitation de calcul | T(kN)                                     | 1214.900 | 1034.700 | 1000.200 | 829.200  |
|                        | N <sub>ser</sub> (kN)                     | 2494.10  | 2031.10  | 1602.90  | 972.80   |
|                        | Vu (kN)                                   | 1700.860 | 1448.580 | 1400.280 | 1160.880 |
|                        | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 3063.100 | 3877.100 | 2329.100 | 1693.900 |
|                        | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 4827.100 | 4183.500 | 2985.100 | 2386.300 |
|                        | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )           | 400.00   | 400.00   | 400.00   | 400.00   |
|                        | L <sub>c</sub>                            | 1.49     | 1.85     | 1.69     | 1.60     |
|                        | L <sub>t</sub>                            | 2.36     | 2.00     | 2.16     | 2.25     |
|                        | d                                         | 1.00     | 1.23     | 1.12     | 1.07     |
|                        | d <sub>adopté</sub>                       | 1.00     | 1.00     | 1.08     | 1.07     |
|                        | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> | 1.36     | 1.00     | 1.08     | 1.19     |
|                        | $\sigma_1$                                | 2785.033 | 2091.750 | 1492.550 | 1257.033 |
|                        | N <sub>1</sub>                            | 758.49   | 626.95   | 484.17   | 388.22   |
|                        | N <sub>2</sub>                            | 378.47   | 208.98   | 161.39   | 149.10   |
| armatures verticales   | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 18.96    | 15.67    | 12.10    | 9.71     |
|                        | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 9.46     | 5.22     | 4.03     | 3.73     |
|                        | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )        | 46.77    | 39.84    | 38.51    | 31.92    |

|                                             |                                                  |          |                                |         |         |         |
|---------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------|--------------------------------|---------|---------|---------|
|                                             | A'v1/bande/nappe                                 |          | 30.66                          | 25.63   | 21.73   | 17.69   |
|                                             | A'v2/bande/nappe                                 |          | 21.16                          | 15.18   | 13.66   | 11.71   |
| armatures minimales                         | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |          | 10.46                          | 12.96   | 11.81   | 11.19   |
| Ferrailage adopté pour armatures verticales | Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )                    |          | 32.15                          | 32.15   | 24.61   | 18.08   |
|                                             | Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )                    |          | 32.15                          | 32.15   | 24.61   | 18.08   |
|                                             | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1  | 2*8HA16                        | 2*8HA16 | 2*8HA14 | 2*8HA12 |
|                                             | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2  | 2*8HA16                        | 2*8HA16 | 2*8HA14 | 2*8HA12 |
|                                             | ST                                               |          | 30                             | 30      | 30      | 30      |
|                                             | Espacement (cm)                                  | Bande 1  | 10                             | 10      | 10      | 10      |
|                                             |                                                  | Bande 2  | 30                             | 30      | 30      | 30      |
| Armatures horizontales                      | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )                     |          | 11.55                          | 11.55   | 11.55   | 11.55   |
|                                             | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     |          | 16.95                          | 15.82   | 15.82   | 15.82   |
|                                             | choix de la section                              |          | 15HA12                         | 14HA12  | 14HA12  | 14HA12  |
| Armatures transversales                     | Espacement st(cm)                                |          | 27                             | 22      | 22      | 22      |
|                                             | At adoptées                                      |          | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |         |         |         |
| Vérification des contraintes                | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$<br>2,26 Mpa         | $\tau_b$ | 2.454                          | 2.090   | 2.021   | 1.675   |
|                                             |                                                  | $\tau_u$ | 1.753                          | 1.493   | 1.443   | 1.197   |

**Tableau VI.2.4.2.2 :** Ferrailage du voile de 3.85m

| Caractéristiques géométriques | Zone                                                  | I        | II       | III      | IV       |
|-------------------------------|-------------------------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|                               | hpoutre(m)                                            | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |
|                               | hauteur etage (m)                                     | 4.08     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|                               | L (m)                                                 | 1.00     | 1.00     | 1.00     | 1.00     |
|                               | e (m)                                                 | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|                               | B (m <sup>2</sup> )                                   | 0.2      | 0.2      | 0.2      | 0.2      |
|                               | He                                                    | 4.080    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|                               | h                                                     | 3.73     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |
| Solicitation de calcul        | T(kN)                                                 | 100.300  | 95.300   | 93.400   | 40.400   |
|                               | N <sub>ser</sub> (kN)                                 | 130.40   | 29.60    | 60.80    | 17.50    |
|                               | Vu (kN)                                               | 140.420  | 133.420  | 130.760  | 56.560   |
|                               | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )                  | 267.000  | 214.000  | 207.300  | 1887.200 |
|                               | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )                  | 3729.800 | 2582.300 | 2490.900 | 2353.600 |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                       | 400.00   | 400.00   | 400.00   | 400.00   |
|                               | L <sub>c</sub>                                        | 0.07     | 0.08     | 0.08     | 0.45     |
|                               | L <sub>t</sub>                                        | 0.93     | 0.92     | 0.92     | 0.55     |
|                               | d                                                     | 0.04     | 0.05     | 0.05     | 0.30     |
|                               | d <sub>adopté</sub>                                   | 0.04     | 0.05     | 0.05     | 0.28     |
|                               | d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> | 0.89     | 0.87     | 0.87     | 0.28     |
|                               | $\sigma_1$                                            | 3551.800 | 2439.633 | 2352.700 | 1176.800 |
|                               | N <sub>1</sub>                                        | 32.43    | 25.62    | 24.81    | 97.97    |
|                               | N <sub>2</sub>                                        | 315.63   | 212.85   | 205.14   | 32.66    |
| armatures verticales          | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )             | 0.81     | 0.64     | 0.62     | 2.45     |
|                               | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )             | 7.89     | 5.32     | 5.13     | 0.82     |

|                                                 |                                                  |         |                                |         |         |         |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------|---------|--------------------------------|---------|---------|---------|
|                                                 | $A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$                   |         | 5.41                           | 5.14    | 5.03    | 2.18    |
|                                                 | $A'v1/\text{bande/nappe}$                        |         | 6.00                           | 5.92    | 3.33    | 2.99    |
|                                                 | $A'v2/\text{bande/nappe}$                        |         | 8.24                           | 6.61    | 4.39    | 1.36    |
| les armatures minimales                         | $A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$       |         | 0.47                           | 0.54    | 0.54    | 3.12    |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | $A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$              |         | 9.04                           | 9.04    | 6.28    | 6.28    |
|                                                 | $A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$              |         | 9.23                           | 9.23    | 6.78    | 4.71    |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1 | 2X4HA12                        | 2X4HA12 | 2X4HA10 | 2X4HA10 |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2 | 2X3HA14                        | 2X3HA14 | 2X3HA12 | 2X3HA10 |
|                                                 | ST                                               |         | 30                             | 30      | 30      | 30      |
|                                                 | Espacement (cm)                                  | Bande 1 | 10                             | 10      | 10      | 10      |
|                                                 |                                                  | Bande 2 | 20                             | 20      | 20      | 20      |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )                     |         | 5.00                           | 5.00    | 5.00    | 5.00    |
|                                                 | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     |         | 15.82                          | 12.43   | 12.43   | 12.43   |
|                                                 | choix de la section                              |         | 14HA12                         | 11HA12  | 11HA12  | 11HA12  |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                |         | 30                             | 27      | 27      | 27      |
|                                                 | At adoptées                                      |         | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |         |         |         |
| Vérification de la construction                 | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ $\tau_b$            |         | 1.780                          | 1.741   | 0.726   | 0.314   |
|                                                 | 2,26 Mpa $\tau_u$                                |         | 0.957                          | 0.929   | 0.519   | 0.224   |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ $\sigma_{bc}$ |         | 3.610                          | 3.138   | 1.289   | 1.084   |

Tableau VI.4.4.2.3 : Ferrailage du voile de 1m

| Caractéristiques géométriques | Zone                                      | RDC      | II       | III      | IV       |
|-------------------------------|-------------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|                               | hpoutre(m)                                | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |
|                               | hauteur etage (m)                         | 4.08     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|                               | L (m)                                     | 2.00     | 2.00     | 2.00     | 2.00     |
|                               | e (m)                                     | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|                               | B (m <sup>2</sup> )                       | 0.4      | 0.4      | 0.4      | 0.4      |
|                               | He                                        | 4.080    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|                               | h                                         | 3.73     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |
| Solicitation de calcul        | T(kN)                                     | 179.100  | 268.100  | 214.300  | 83.000   |
|                               | N <sub>ser</sub> (kN)                     | 132.00   | 59.50    | 89.00    | 24.30    |
|                               | Vu (kN)                                   | 250.740  | 375.340  | 300.020  | 116.200  |
|                               | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 1417.300 | 248.600  | 162.600  | 1696.900 |
|                               | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 4329.500 | 2844.100 | 2391.900 | 2112.100 |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )           | 400.00   | 400.00   | 400.00   | 400.00   |
|                               | L <sub>c</sub>                            | 0.49     | 0.16     | 0.13     | 0.89     |
|                               | L <sub>t</sub>                            | 1.51     | 1.84     | 1.87     | 1.11     |
|                               | d                                         | 0.33     | 0.11     | 0.08     | 0.59     |
|                               | d <sub>adopté</sub>                       | 0.33     | 0.11     | 0.08     | 0.55     |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> | 1.18     | 1.73     | 1.79     | 0.55     |
|                               | $\sigma_1$                                | 3384.633 | 2678.367 | 2283.500 | 1056.050 |
|                               | N <sub>1</sub>                            | 253.67   | 59.19    | 39.68    | 175.67   |
|                               | N <sub>2</sub>                            | 398.68   | 463.91   | 408.25   | 58.56    |
| armatures verticales          | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 6.34     | 1.48     | 0.99     | 4.39     |
|                               | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) | 9.97     | 11.60    | 10.21    | 1.46     |

|                                                 |                                            |               |                                |         |         |         |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------|--------------------------------|---------|---------|---------|
|                                                 | $A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$             |               | 6.90                           | 10.32   | 8.25    | 3.20    |
|                                                 | $A'_{v1}/\text{bande/nappe}$               |               | 9.80                           | 7.39    | 5.61    | 2.21    |
|                                                 | $A'_{v2}/\text{bande/nappe}$               |               | 10.79                          | 9.18    | 8.27    | 4.26    |
| les armatures minimales                         | $A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$ |               | 3.45                           | 1.13    | 0.89    | 6.24    |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | $A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$     |               | 13.56                          | 13.56   | 9.42    | 9.42    |
|                                                 | $A'_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$     |               | 15.82                          | 15.82   | 15.82   | 10.99   |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | Bande 1       | 2X6HA12                        | 2X6HA12 | 2X6HA12 | 2X6HA10 |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )              | Bande 2       | 2X7HA12                        | 2X7HA12 | 2X7HA12 | 2X7HA10 |
|                                                 | ST                                         |               | 30                             | 30      | 30      | 30      |
|                                                 | Espacement (cm)                            | Bande 1       | 10                             | 10      | 10      | 10      |
|                                                 |                                            | Bande 2       | 20                             | 20      | 20      | 20      |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )               |               | 6.00                           | 6.00    | 6.00    | 6.00    |
|                                                 | AH adopté (cm <sup>2</sup> )               |               | 16.92                          | 16.92   | 16.92   | 16.92   |
|                                                 | choix de la section                        |               | 11HA14                         | 11HA14  | 11HA14  | 11HA14  |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                          |               | 25                             | 25      | 25      | 25      |
|                                                 | At adoptées                                |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |         |         |         |
| Vérification de la construction                 | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$               | $\tau_b$      | 2.650                          | 1.043   | 0.833   | 0.323   |
|                                                 | 2,5 Mpa                                    | $\tau_u$      | 0.498                          | 0.745   | 0.595   | 0.231   |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$         | $\sigma_{bc}$ | 4.309                          | 2.564   | 1.212   | 0.058   |

Tableau VI.4.4.2.4 : Ferrailage du voile de 2 m.

**VII. Mur plaque:**• **VII.1. introduction:**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 3.06 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA03/Art.10.1.2 est de :  $e \geq 15\text{cm}$ . On optera dans notre cas une épaisseur de 20 cm. le mur est réalisé en béton armé. Le calcul du mur plaque est indépendant des autres éléments de la structure.

• **VII.2.Détermination des sollicitations :**

Le mur sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle (débord) et doublement appuyé au plancher de sous-sol.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

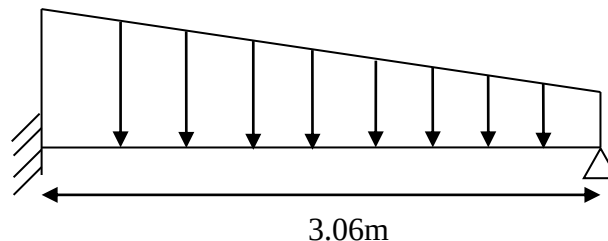


**Figure VII-2.1** : schéma statique d'un mur plaque

✓ **a)Contrainte de sollicitation :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  Avec :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

$\sigma_V$  : contrainte verticale

$\phi$  : angle de frottement interne

$K_0$  : coefficient de poussée des terres  $K_0 = 1 - \sin\phi \longrightarrow K_0 = 1 - \sin 35$

Donc  **$K_0 = 0.426$**

✓ **b) caractéristiques mécaniques et physique du sol :**

-poids volumique des terres  $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

-angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$

-cohésion  $C = 0$

-contrainte du sol  $\sigma_{sol} = 2.5\text{bar}$

-  $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.

-  $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.

-  $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable).

✓ **c) calcul des sollicitations :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \quad \text{Avec } 0 < h < H$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 (1.5q + 1.35 \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h=0 \rightarrow \sigma_1 = 6.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 38.07 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Avec ; } q=10\text{KN.m}$$

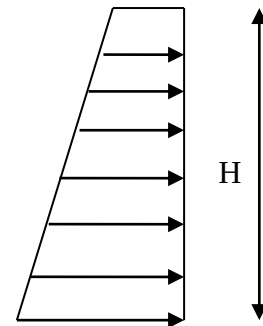
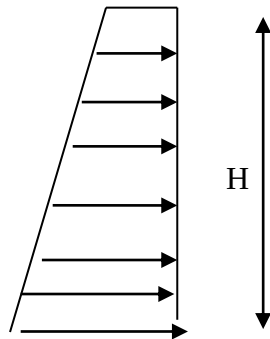
**A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour : } h=0 \rightarrow \sigma_1 = 4.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour : } h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 27.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_h = 6.39 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_h = 4.26 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_h = 38.07 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_h = 27.72 \text{ KN/m}^2$$

**Figure VII-2.2 :** Diagramme des contraintes• **Calcul des pressions des terres :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 38.07 + 6.39}{4} \times 1 \text{ m} = 30.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 27.72 + 4.26}{4} \times 1 \text{ m} = 21.85 \text{ KN/ml}$$

• **VII.3.ferraillage du mur plaque :****1. Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de panneaux dalles continues, encastres sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

**2. Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement

partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les coefficients suivant :

- **Moment en travée :**
  - 0.85  $\rightarrow$  (sens XX)
  - 0.75  $\rightarrow$  (sens YY)
- **Moment d'encastrement sur les grands cotés :**
  - 0.5  $\rightarrow$  appui de rive
  - 0.5  $\rightarrow$  autre appui
  - 0.6

## 2. **Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.70 \text{ m}$$

$$l_y = 3.06 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.70}{3.06} = 1.20 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**Calcul a ELU :**

$$\alpha = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0368 \times 30.15 \times 3.70^2 = 15.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 15.18 = 15.18 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments :**

**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 15.18 = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 15.18 = 12.90 \text{ KN.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 15.18 = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 15.18 = 11.38 \text{ KN.m}$$

## ❖ **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles de HA8 par m<sup>2</sup>.

**Calcul a ELS :**

$$\alpha = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0442 \times 21.85 \times 3.70^2 = 13.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \cdot M_{0X} = 1 \times 13.22 = 13.22 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcul des moments :****Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 13.22 = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 13.22 = 11.23 \text{ KN.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 13.22 = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 13.22 = 9.91 \text{ KN.m}$$

**4. Ferrailage :****• Détermination des armatures :**

$$h=20\text{cm}, d=18\text{cm}, b=100\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{? \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{?.10^2}{? \times 18 \times 34,8}$$

| Sens | Zone   | M(KN.m) | $\mu_u$ | $\mu_l$ | Section | $\beta$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adap}}$ | $A_{\text{adop}}$ | $s_t(\text{cm})$ |
|------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| X-X  | appui  | 7.59    | 0.016   | 0.392   | SSA     | 0.992   | 1.31               | 2.17                    | 4.52              | 4HA12             | 30               |
|      | travée | 12.90   | 0.028   | 0.392   | SSA     | 0.986   | 2.08               | 2.17                    | 4.52              | 4HA12             | 30               |
| Y-Y  | Appui  | 7.59    | 0.016   | 0.392   | SSA     | 0.992   | 1.31               | 2.17                    | 4.52              | 4HA12             | 30               |
|      | travée | 11.38   | 0.024   | 0.392   | SSA     | 0.988   | 1.84               | 2.17                    | 4.52              | 4HA12             | 30               |

**Tableau VII.3.3.1:**ferrailage du mur plaque.**VII.4.Vérification:****a. Vérification à l'ELU:****• Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{\min}$ .....condition non vérifiée.

Donc en vas ferrailer avec  $A_{\min}$

#### b. vérification à l'ELS:

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont alors limitées a la condition suivante :

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

| Sens | zone   | Mu    | Ms    | $\gamma$ | $\alpha$ | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | observation |
|------|--------|-------|-------|----------|----------|----------------------------------------------|-------------|
| XX   | Appui  | 7.59  | 6.61  | 1.15     | 0.0523   | 0.32                                         | vérifiée    |
|      | Travée | 12.90 | 11.23 | 1.15     | 0.0894   | 0.32                                         | vérifiée    |
| YY   | appui  | 7.59  | 6.61  | 1.15     | 0.0459   | 0.32                                         | vérifiée    |
|      | travée | 11.38 | 9.91  | 1.15     | 0.0694   | 0.32                                         | vérifiée    |

**Tableau VII.4..1** : vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

#### Résultats :

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm

**Le ferrailage du mur plaque est comme suit :**

#### Sens X-X :

- **Aux appuis:** 4HA12 avec un espacement de 30cm
- **En travées:** 4HA12 avec un espacement de 30cm

#### Sens y-y :

- **Aux appuis:** 4HA12 avec un espacement de 30cm
- **En travées:** 4HA12 avec un espacement de 30cm

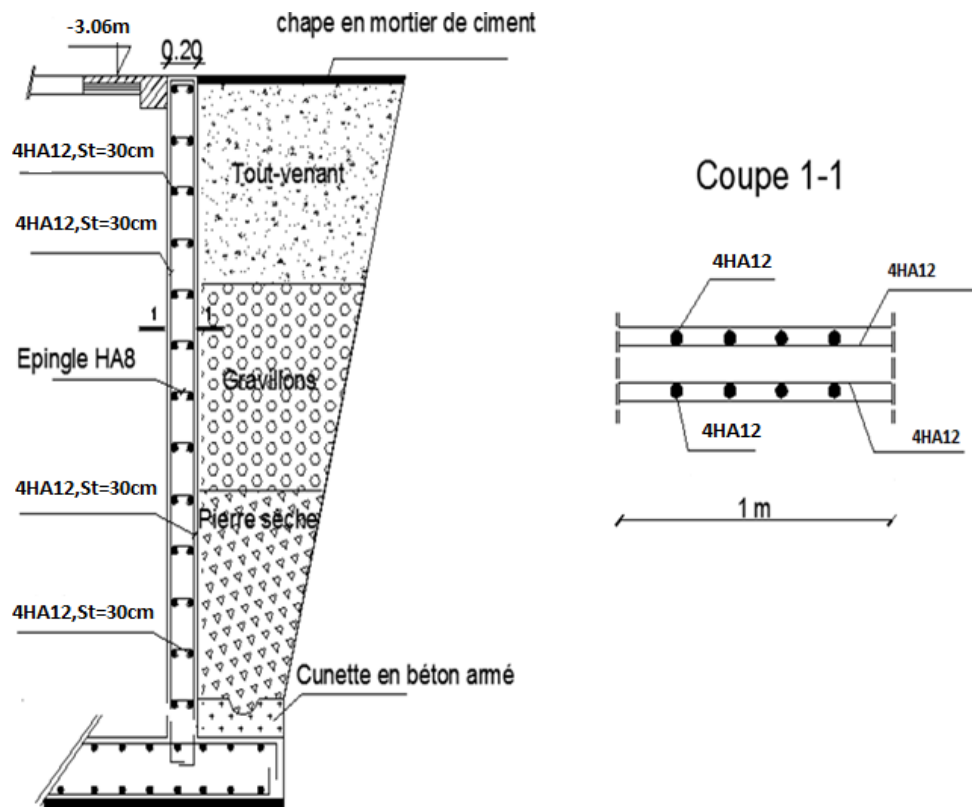


**Figure VII.4.2 :** Ferrailage du mur plaque

**VIII.1-Introduction:**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**1-Fondations superficielles:**

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**2-Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

**❖ Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné :

- la valeur de **1.70bars** comme contraintes admissible du sol.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

❖ **Choix de types de fondations :**

Le choix de type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- La profondeur du bon sol ;
- le tassement du sol.

**Remarque :** Le choix de la fondation doit satisfaire la stabilité de l'ouvrage (la rigidité)

**VIII.2- Dimensionnement:****a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

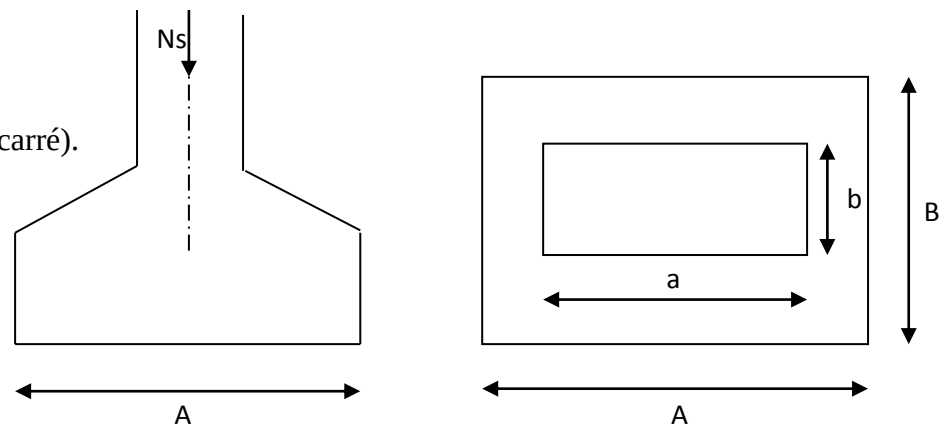


**Figure VIII.2.1 :** Dimensionnement d'une fondation

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1552.90 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.02 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) semelles filantes :**➤ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanent à la base du voile considéré
- Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats ont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Sens transversal :**

| voile | Ns(KN)  | L(m) | B(m) | S=BxL (m <sup>2</sup> ) |
|-------|---------|------|------|-------------------------|
| VL1   | 1015.60 | 3.85 | 1.55 | 5.96                    |
| VL2   | 1404.80 | 4.05 | 2.04 | 8.26                    |
|       |         |      |      | <b>T=14.22</b>          |

**Tableau VIII.2.1** : Dimensionnement de la semelle dans le sens transversal.

**Sens longitudinale:**

| voile | Ns(KN) | L(m) | B(m) | S=BxL (m <sup>2</sup> ) |
|-------|--------|------|------|-------------------------|
| VL1   | 757.40 | 2.00 | 2.22 | 4.44                    |
| VL2   | 593.30 | 1.00 | 3.50 | 3.50                    |
|       |        |      |      | <b>T=7.95</b>           |

**Tableau VIII.2.2.** Dimensionnement de la semelle dans le sens transversal.

$S_V = \sum S_i = 22.17 \text{ m}$  Avec :  $S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**2) Semelles filantes sous poteaux :****a) Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right); \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

**c) Exemple de calcul :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N <sub>s</sub> (t) | M <sub>s</sub> (t/m) | e <sub>i</sub> ( m) | N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (t.m) |
|---------|--------------------|----------------------|---------------------|---------------------------------------|
| 1       | 83.05              | 0.519                | +6.97               | 578.85                                |
| 2       | 128.90             | 0.564                | +4.37               | 563.29                                |
| 3       | 155.29             | 0.073                | +0.52               | 80.75                                 |
| 4       | 138.29             | 0.423                | -3.53               | -488.16                               |
| 5       | 90.46              | 0.740                | -6.97               | -630.50                               |
| Total   | 595.99             | 2.30                 | /                   | 104.23                                |

**Tableau VIII.2-3 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{104.23 + 2.30}{595.99} = 0.178\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.178 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{19.85}{6} = 3.30 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{595.99}{19.85} \left( 1 - \frac{6 \times 0.178}{19.85} \right) = 284.09 \text{ N/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{595.99}{19.85} \left( 1 + \frac{6 \times 0.178}{19.85} \right) = 316.40 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{595.99}{19.85} \left( 1 + \frac{3 \times 0.178}{19.85} \right) = 308.32 \text{ KN/m.}$$

#### **d) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{308.32}{170} = 1.81 \text{ m.}$$

**On prend B = 1.85 m.**

On aura donc,  $S_{TSF} = (1.85 \times 19.85) = 36.72 \text{ m}^2$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 36.72 \times 7 = 257.04 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 257.04 + 22.17 = 279.21 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 19.85 \times 13.95 = 276.90 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{279.21}{276.9} = 0.99$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 99%

#### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

#### **VIII-3) Etude du radier :**

Ce 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 diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

### **VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :**

#### **1) Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20, \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.05 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$h_d \geq \frac{405}{20} = 16.2 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_d = 25 \text{ cm.}$$

#### **2) Hauteur des nervures :**

##### **• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25 \text{ cm}$ )

##### **• Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4.05 \text{ m} \Rightarrow \frac{405}{8} = 50.63 \text{ cm} \leq h \leq \frac{405}{5} = 81 \text{ cm}$$

##### **• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.05\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0.79m$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{405}{10} = 40.5cm \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80cm$$

### 3) Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow 82 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \quad \Rightarrow b_n = 50 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50cm$  .....Largeur de la nervure.

### 4) Le débord :

#### Détermination des efforts :

##### a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 25583.90 \text{ Kn}$

Charge d'exploitation :  $Q = 3202.20Kn$

##### b) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 39341.57Kn.$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 28786.10Kn.$$

##### c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39341.57}{1.33 \times 170} = 174.00m^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{28786.10}{170} = 169.33m^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 169.33m^2$$

$$S_{bat} = 276.90m^2 > S_{rad} = 169.33m^2$$

#### Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 45 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 276.90 + 30.42 = 307.32 \text{ m}^2$

Avec  $S_{deb} = [(19.85 \times 0.45) + (13.95 \times 0.45)] \times 2 = 30.42 \text{ m}^2$

### **VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

#### **a) Charges permanentes :**

**Poids du bâtiment :**  $G_{bat} = 25583.90 \text{ KN}$

- **Le poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 307.32 \times 0.25 \times 25 = 1920.75 \text{ KN}$$

**$P_{dalle} = 1920.75 \text{ KN}$**

- **Poids de la nervure :**

$$P_{nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{nerv} = 0.5 \times (0.8 - 0.25) \times [(19.85 \times 7) + (13.95 \times 5)] \times 25 = 1434.81 \text{ KN}$$

**$P_{nerv} = 1434.81 \text{ KN}$**

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

**Avec:**

$$S_{ner} = 1434.81 / (25 \times 0.55) = 104.35 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(307.32 - 104.35) \times (0.80 - 0.25)] \times 17 = 1897.76 \text{ KN}$$

**$P_{T.V.O} = 1897.76 \text{ KN}$**

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 307.32 \times 0.12 \times 25 = 921.96 \text{ KN} \quad \text{Avec } e_p = 12 \text{ cm}$$

- **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 1920.75 + 1434.81 + 1897.76 + 921.96 = 6175.28 \text{ KN}$$

b) **Charges d'exploitation :**

Surcharges du bâtiment :  $Q_{bat} = 3202.20$

Surcharges du radier :  $Q_{rad} = 3.5 \times 307.32 = 1075.62 \text{ KN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 25583.90 + 6175.28 = 33053.80 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1075.62 + 3202.20 = 4277.82 \text{ KN}$

**VII-3- 3) Combinaison d'actions:****Etat Limite Ultime :**

$N_{u\text{total}} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 51039.36 \text{ KN.}$

**Etat Limite de Service :**

$N_{S\text{total}} = G_{tot} + Q_{tot} = 37331.62 \text{ KN.}$

**VII-3-4) Vérifications :****A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u\text{tot}} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{51039.36 \times 1}{307.32} \times \frac{4.05}{2} = 336.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{336.30 \times 1000}{1000 \times 225} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

**Sens longitudinal** : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 10589.67 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 562.80 \text{ KN}$$

$$M_x = 10589.67 + 562.80 \times 0.80 = \mathbf{8921.97 \text{ KN m}}$$

**Sens transversal** : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 10637.05 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 570.00 \text{ KN}$$

$$M_y = 10637.05 + 570.00 \times 0.80 = 8968.64 \text{ KN m}$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 0.80 \text{ m}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

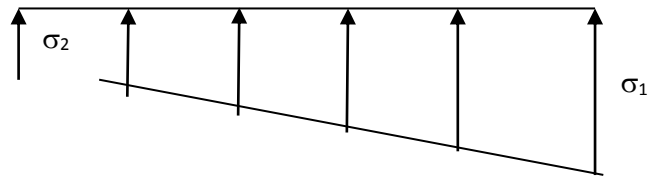


**Figure. VIII.3 .4.1** : Le diagramme trapézoïdal

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

**Calcul des caractéristiques géométriques du radier :****1-centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.37m \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.38m$$

**2- Moment d'inertie du radier :**

Le moment d'inertie est donné par :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.85 \times 13.95^3}{12} = 4490.57 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13.95 \times 19.85^3}{12} = 9092.31 \text{ m}^4$$

**➤ Sens longitudinal :**

- **l'ELU:**  $M_x = 48921.97 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51039.36}{307.32} + \frac{8921.97}{9092.31} \times 12.69 = 178.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51039.36}{307.32} - \frac{8921.97}{9092.31} \times 12.69 = 153.63 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178.53 + 153.63}{4} = 172.30 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.30 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37331.62}{307.32} + \frac{8921.97}{9092.31} \times 12.69 = 122.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37331.62}{307.32} - \frac{8921.97}{9092.31} \times 12.69 = 109.02 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 122.72 + 109.02}{4} = 118.90 \text{ KN/m}^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 118.90 < \overline{\sigma_{sol}} = 170 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**➤ **I'ELU:**  $M_y=8968.64\text{KN.m}$ 

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51039.36}{307.32} + \frac{8968.64}{4490.57} \times 10.37 = 188.86 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51039.36}{307.32} - \frac{8968.64}{4490.57} \times 10.37 = 145.36 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 188.80 + 145.36}{4} = 177.98 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 177.98 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 226.10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **I'ELS :**  $M_y=37331.62\text{KN.m}$ 

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37331.62}{307.32} + \frac{8968.64}{4490.57} \times 10.37 = 142.20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37331.62}{307.32} - \frac{8968.64}{4490.57} \times 10.37 = 100.76 \text{N} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.20 + 100.76}{4} = 131.84 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 131.84 < \overline{\sigma_{sol}} = 170 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier,  $P = 6175.28 \text{ KN}$  ;
- $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1,5$  ;
- $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 0.80 \text{ m}$ ) ;
- S : surface du radier, ( $S = 307.32 \text{ m}^2$ ).

$$F_s. \gamma. Z. S = 1,5 \times 10 \times 0,8 \times 307,32 = 3687,84 \text{ Kn.}$$

**Donc :  $P = 6175,28 \text{ KN} > 3687,84 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.**

$\rightarrow$  Pas de risque de soulèvement.

**d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $N$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

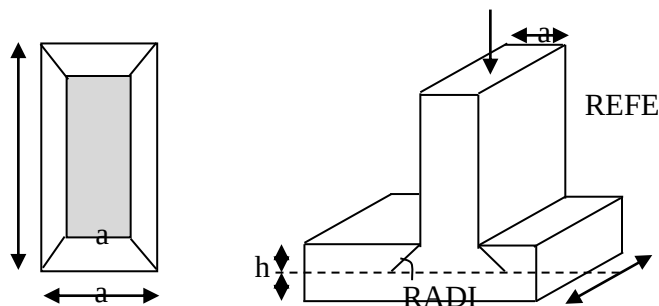


**Figure VIII-3.4.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,45 + 0,50 + 2 \times 0,8) = 5,10 \text{ m.}$$

$$N_u = 2126,10 \text{ KN.}$$

$$N_u < 0,045 \times 5,10 \times 0,80 \times 16666 = 3059,87 \text{ Kn.} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VII-3-5) Ferrailage du radier:**

**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_y}{l_x} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ;et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.05} = 0.91$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 177.98 \text{ KN/m}^2$$

**La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 131.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (177.98 - \frac{6175.28}{307.32}) \times 1 \text{ ml} = 157.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (131.84 - \frac{6175.28}{307.32}) \times 1 \text{ ml} = 111.75 \text{ KN/ml.}$$

**❖ Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\mu_x = 0.045$$

$$\mu_y = 0.798$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0,045 \times 157.88 \times 4.05^2 = 116.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.798 \times 116.53 = 92.99 \text{ KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées.

0,50: pour les moments sur appuis.

#### Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (0,5)M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 116.53 \Rightarrow M_{ax} = 58.27 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 92.99 \Rightarrow M_{ay} = 46.49 \text{ KNm}$$

#### Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 116.53 \Rightarrow M_{tx} = 99.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 92.99 \Rightarrow M_{ty} = 78.30 \text{ KN.m}$$

#### Ferraillage suivant x-x :

##### Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.27 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{58.27 \times 10^2}{0,954 \times 22 \times 34,8} = 7.97 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

##### En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.05 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,144 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{99.05 \times 10^2}{0,922 \times 22 \times 34,8} = 11.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA16 = 12.05 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

**Ferraillage suivant y-y :**

**Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.49 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{46.49 \times 10^2}{0,965 \times 22 \times 34,8} = 6.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14= 9.24cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.30 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,114 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{78.30 \times 10^2}{0,939 \times 22 \times 34,8} = 10.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16= 12.05 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15cm.

**Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :**

|                             | Sens X-X | Sens Y-Y |
|-----------------------------|----------|----------|
| <b>Armatures aux appuis</b> | 4HA14/ml | 4HA14/ml |
| <b>Armatures en travée</b>  | 6HA16ml  | 6HA16/ml |

**Tableau VIII.5-1 : ferraillage des portées**

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$\text{❖ } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$\text{❖ } A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - \frac{3.70}{4.05}}{2} = 2,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les sections choisies que se soit en travée ou aux appuis dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens X-X :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

**Sens Y-Y:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

**➤ Vérifications l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :  $M_{0x} = 0,0519 \times 111,75 \times 3,7^2 = 79,40 \text{ KN.m}$

$$M_{0y} = 0,861 \times 79,40 = 68,36 \text{ KNm}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (0,5) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 79,40 \Rightarrow M_{ax} = 39,70 \text{ N9}$$

$$M_{ay} = (0,5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 68,36 \Rightarrow M_{ay} = 34,18 \text{ KNm}$$

**Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 79,40 \Rightarrow M_{tx} = 67,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 68,36 \Rightarrow M_{ty} = 58,10 \text{ KN.m}$$

| Sens | désignation | Moment a l'ELS | As a l'ELS | As adopte a l'ELU | Obs | Ferraillage |
|------|-------------|----------------|------------|-------------------|-----|-------------|
| X-X  | Appuis      | 47.56          | 8.79       | 9.24              | CV  | 4HA14       |
|      | Travée      | 40.95          | 7.49       | 12.05             | CV  | 6HA16       |
| Y-Y  | Appuis      | 67.49          | 9.15       | 9.24              | CV  | 4HA14       |
|      | Travée      | 58.10          | 10.39      | 12.05             | CV  | 6HA16       |

**Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**Aux appuis :  $As=9.24 \text{ cm}^2$ En travée :  $As=12.05 \text{ cm}^2$ 

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.05}{100 \times 22} = 0,54 \rightarrow \beta_1 = 0,890 \quad \alpha_1 = 0,330$$

$$K_1 = 30.45$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30.45} = 0,033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{67.49 \times 10^6}{0,890 \times 220 \times 1205} = 286.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{sT} = 0,033 \times 286.05 = 9.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.44 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

## 2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 60 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

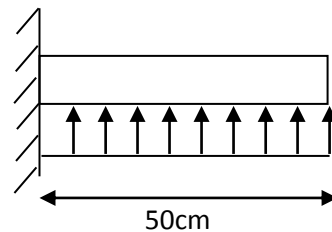


Figure VIII.5.1 : Schéma statique du débord

### 2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-157.88 \times 0,50^2}{2} = -19.54 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{111.75 \times 0,5^2}{2} = -14.62 \text{ KN.m}$$

### 2-2) Calcul des armatures :

#### a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.54 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.54 \times 10^2}{0,986 \times 22 \times 34,8} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**2-3) Vérification à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**2-4) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.54}{14.62} = 1,33$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0335 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Vu que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier, et pour une meilleure disposition, les armatures du tablier vont être prolongées.

**3) Etude de la nervure :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

✚ Cas de chargement trapézoïdal :

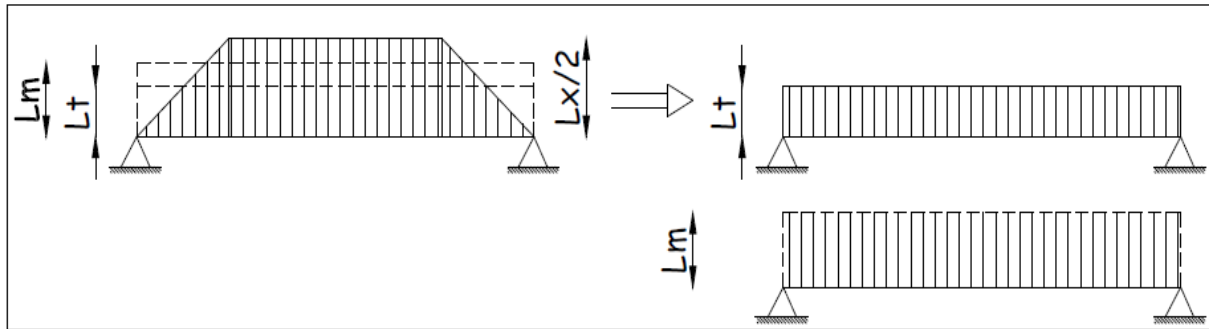


Figure VIII.5.2 : Présentation des chargements simplifiés.

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right) \dots\dots\dots 1$

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right) \dots\dots\dots 2$

Avec  $L_x = 3.70\text{m}$  ;  $L_y = 4.05\text{m}$  ;  $\rho = 0.913$

|                                                 | Sens longitudinale |                                                 | Sens transversal |
|-------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------------------|------------------|
| $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ | <b>1.34</b>        | $L_m = L_y \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ | <b>1.46</b>      |
| $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$   | <b>1.00</b>        | $L_t = L_y \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$   | <b>1.10</b>      |

- **Détermination des chargements :**

$$q_u = 156.35 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = 116.93 \text{KN/m}^2$$

- **calcul des moments fléchissant :**

- **calcul a l'ELU**

a/ Sens X-X:

$$Q_{MU} = q_u \times L_m = 157.88 \times 1.34 = 211.55 \text{KN.m}$$

b/ Sens Y-Y:

$$Q_{MU} = q_u \times L_m = 157.88 \times 1.46 = 230.50 \text{KN.m}$$

- **calcul a l'ELS**

a/ Sens X-X:

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 111.75 \times 1.34 = 149.75 \text{KN.m}$$

b/ Sens Y-Y:

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 111.75 \times 1.46 = 163.15 \text{KN.m}$$

## ➤ calcul des efforts tranchants :

## • calcul a l'ELU

a/ Sens X-X:

$$Q_{TU}=q_u \times L_t = 157.88 \times 1.00 = 157.88 \text{ KN.m}$$

b/ Sens Y-Y:

$$Q_{TU}=q_u \times L_t = 157.88 \times 1.10 = 173.66 \text{ KN.m}$$

## • calcul a l'ELS

a/ Sens X-X:

$$Q_{TS}=q_s \times L_t = 111.75 \times 1.00 = 111.75 \text{ KN.m}$$

b/ Sens Y-Y:

$$Q_{TS}=q_s \times L_t = 111.75 \times 1.10 = 122.93 \text{ KN.m}$$

|                         | Sens longitudinal | Sens transversal |
|-------------------------|-------------------|------------------|
| $Q_{MU}=q_u \times L_m$ | 211.55            | 230.50           |
| $Q_{MS}=q_s \times L_m$ | 149.75            | 163.15           |
| $Q_{TU}=q_u \times L_t$ | 157.88            | 173.66           |
| $Q_{TS}=q_s \times L_t$ | 117.75            | 122.93           |

## a/ diagramme a l'ELU sens X-X :

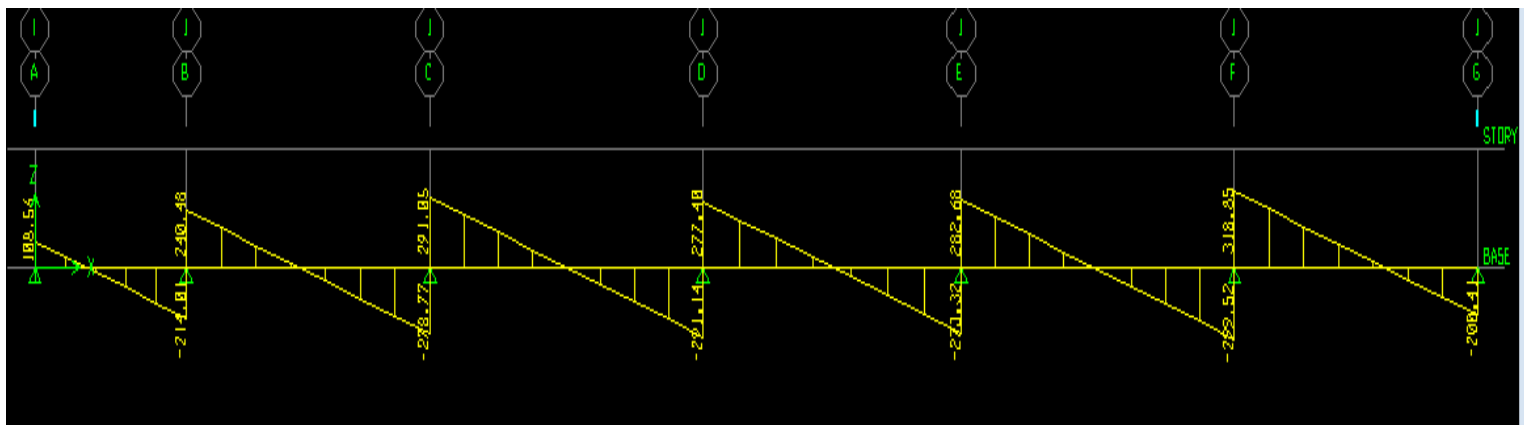


Figure VIII.5.3 : Effort tranchant a l'ELU (sens X-X)

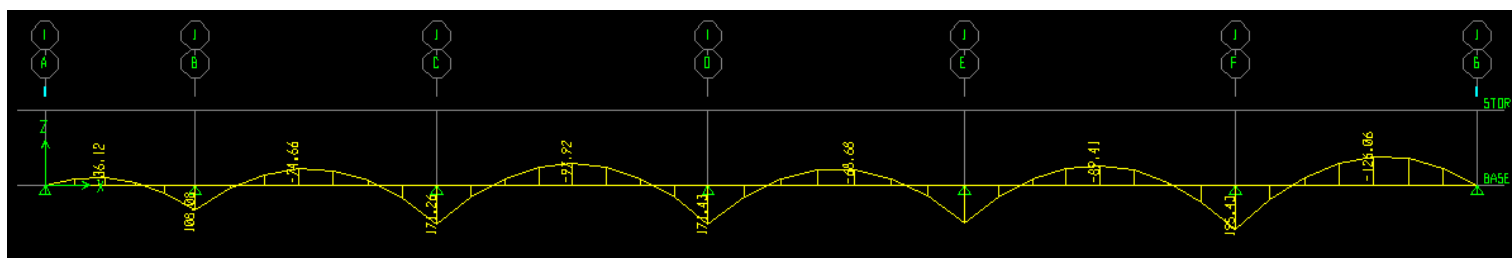


Figure VIII.5.4. Moments fléchissant a l'ELU (sens X-X)

b/ diagramme a L'ELU sens Y-Y :

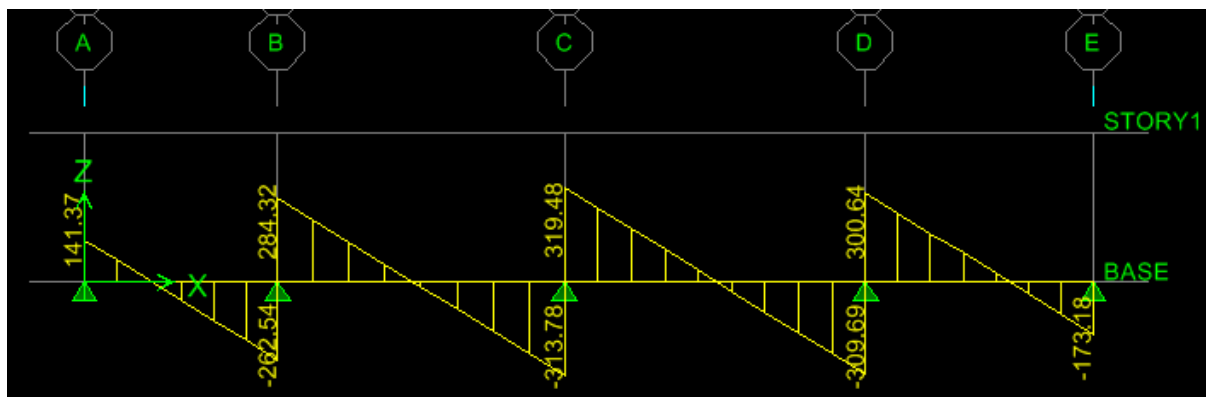


Figure VIII.5.5 : Effort tranchant a l'ELU (sens Y-Y)

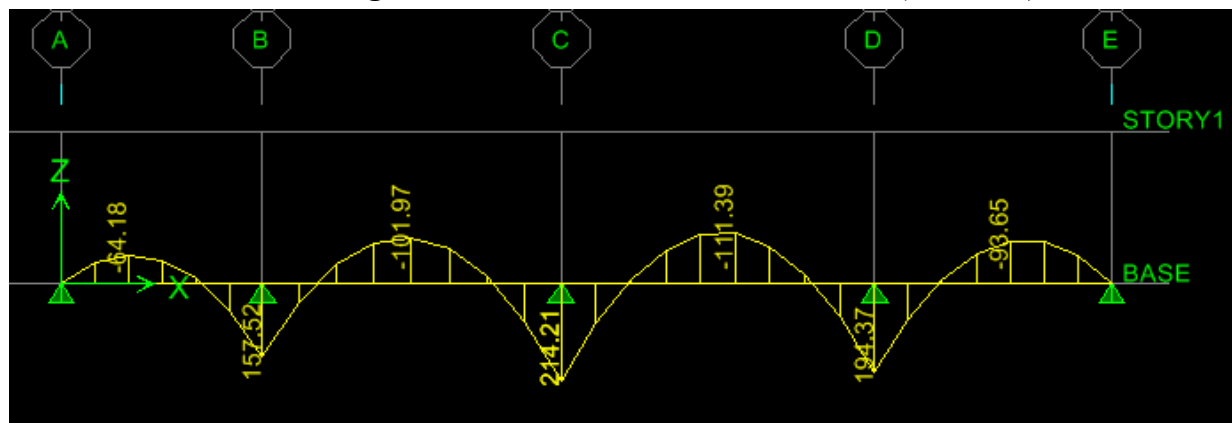


Figure VIII.5.6 : Moments fléchissant a l'ELU (sens Y-Y)

c/ diagramme a L'ELS sens X-X :

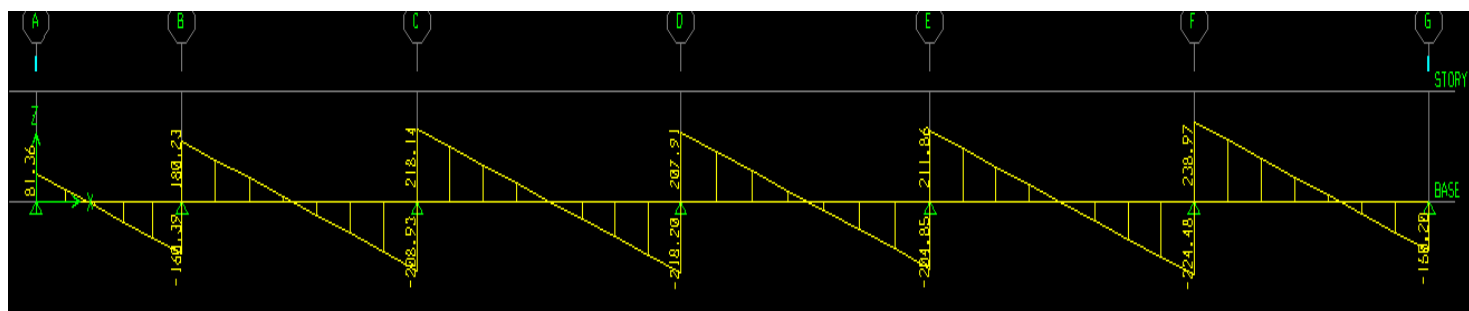


Figure VIII.5.7 : Effort tranchant a l'ELS (sens X-X)

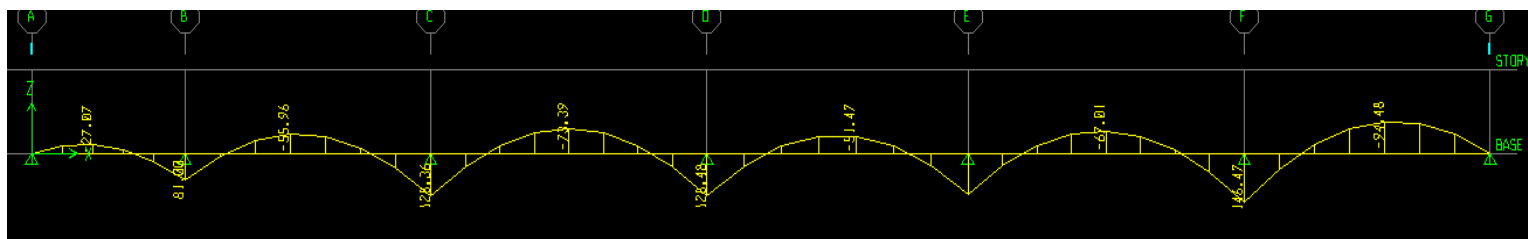


Figure VIII.5.7 : Moments fléchissant a l'ELS (sens X-X)

d/ diagramme a L'ELS sens Y-Y :

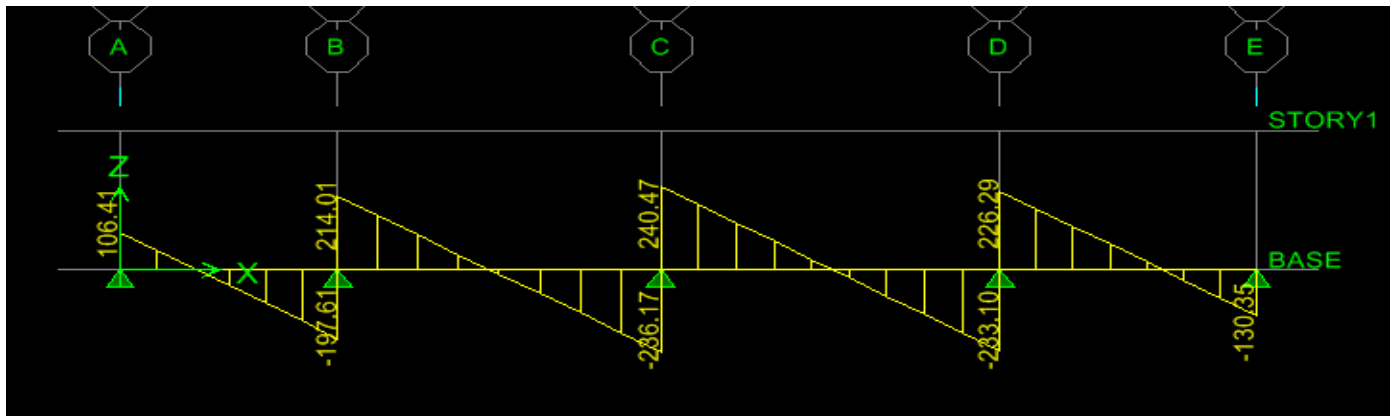


Figure VIII.5.8 : Effort tranchant a l'ELS (sens Y-Y)

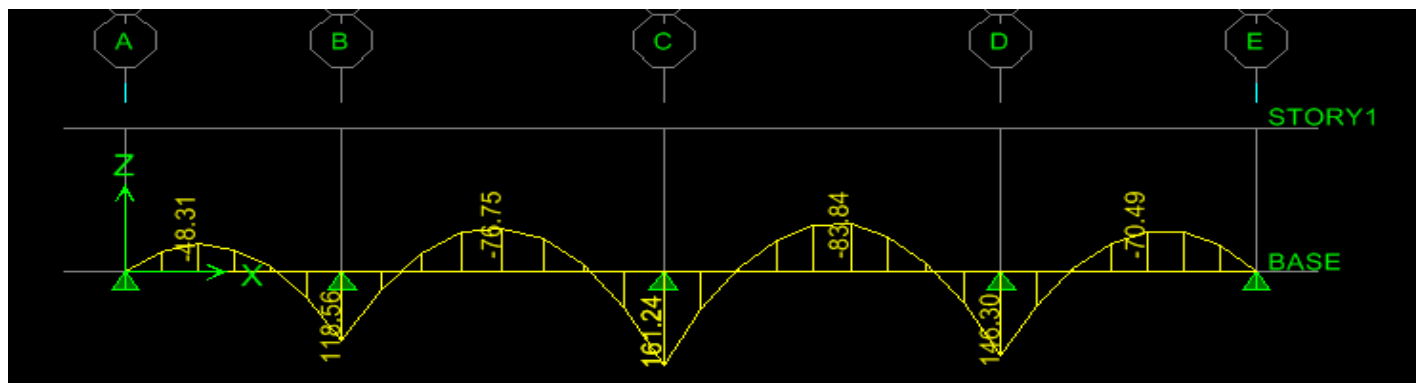


Figure VIII.5.9: Moments fléchissant a l'ELS (sens Y-Y)

|                          | SENS X-X     | SENS Y-Y     |
|--------------------------|--------------|--------------|
| Moments aux appuis(KN.m) | $M_u=195.43$ | $M_u=214.21$ |
|                          | $M_s=146.47$ | $M_s=161.24$ |
| Moments en travées(KN.m) | $M_u=126.06$ | $M_u=111.39$ |
|                          | $M_s=94.48$  | $M_s=83.84$  |
| Efforts tranchants(KN)   | $T_u=318.85$ | $T_u=319.48$ |
|                          | $T_s=238.97$ | $T_s=240.47$ |

### 3-1) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, dans notre cas les moments max sont les même dans les deux sens.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b=50 \text{ cm}$ ;  $h=80 \text{ cm}$ ;  $d=77 \text{ cm}$  ;  $f_{bc}=14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s=348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul:

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{214.21 \times 10^3}{50 \times 77^2 \times 14.2} = 0.050 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

| Zone   | M <sub>u</sub> (KN.m) | μ     | μ <sub>l</sub> | β     | Observation | A(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----------------------|-------|----------------|-------|-------------|---------------------|-----------------------------------------|
| Appui  | 214.21                | 0.050 | 0,392          | 0.974 | S.S.A       | 18.20               | 4HA16+4HA20=20.6                        |
| Travée | 126.06                | 0.028 | 0,392          | 0,986 | S.S.A       | 14.77               | 4HA16+4HA20=20.6                        |

### 3-2) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.65 \text{ cm}^2$$

A<sub>adoptée</sub> > A<sub>min</sub> .....condition vérifiée.

- Espacement des armatures :

#### -En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

#### -En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.}$$

Soit S<sub>t</sub> = 25cm.

- Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0,003 \times 25 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

Soit A<sub>t</sub> = 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : T<sub>u max</sub> = 319.48 KN

$$\tau_u = \frac{319.48 \times 10^3}{500 \times 770} = 0,83 \text{ MPa}$$

τ<sub>u</sub> = 0,83 MPa < τ̄<sub>u</sub> = 2.5MPa ..... condition vérifiée.

**3-3) Vérification à l'ELS :**

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{214.21}{161.24} = 1,32$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{126.06}{94.48} = 1,33$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

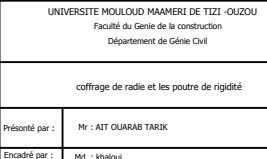
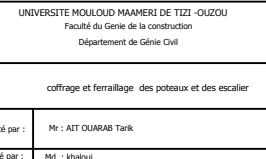
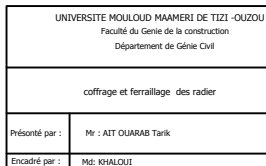
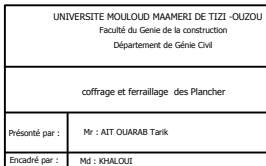
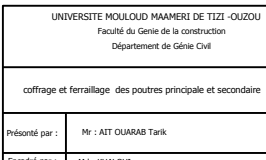
- **Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :**

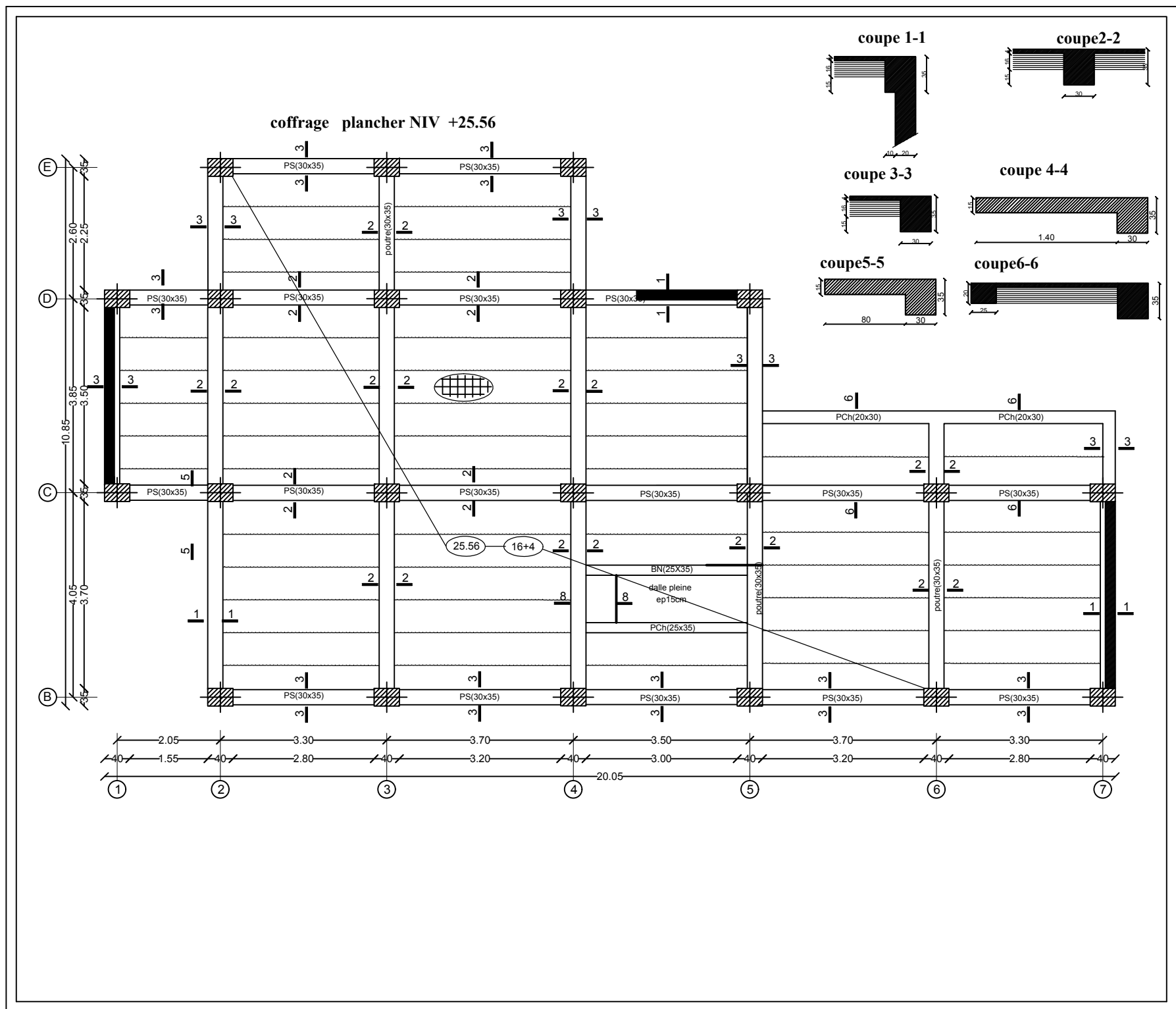
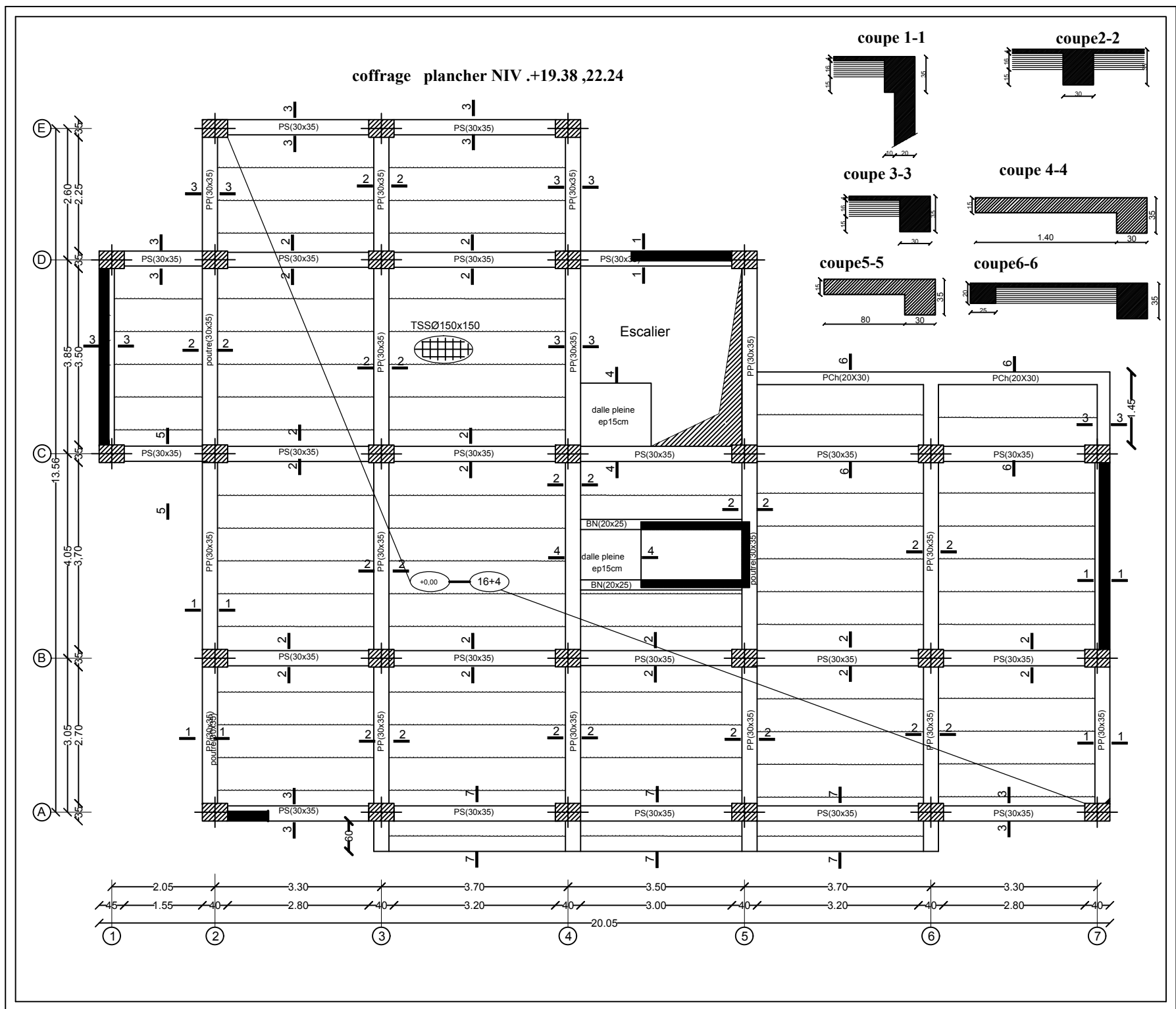
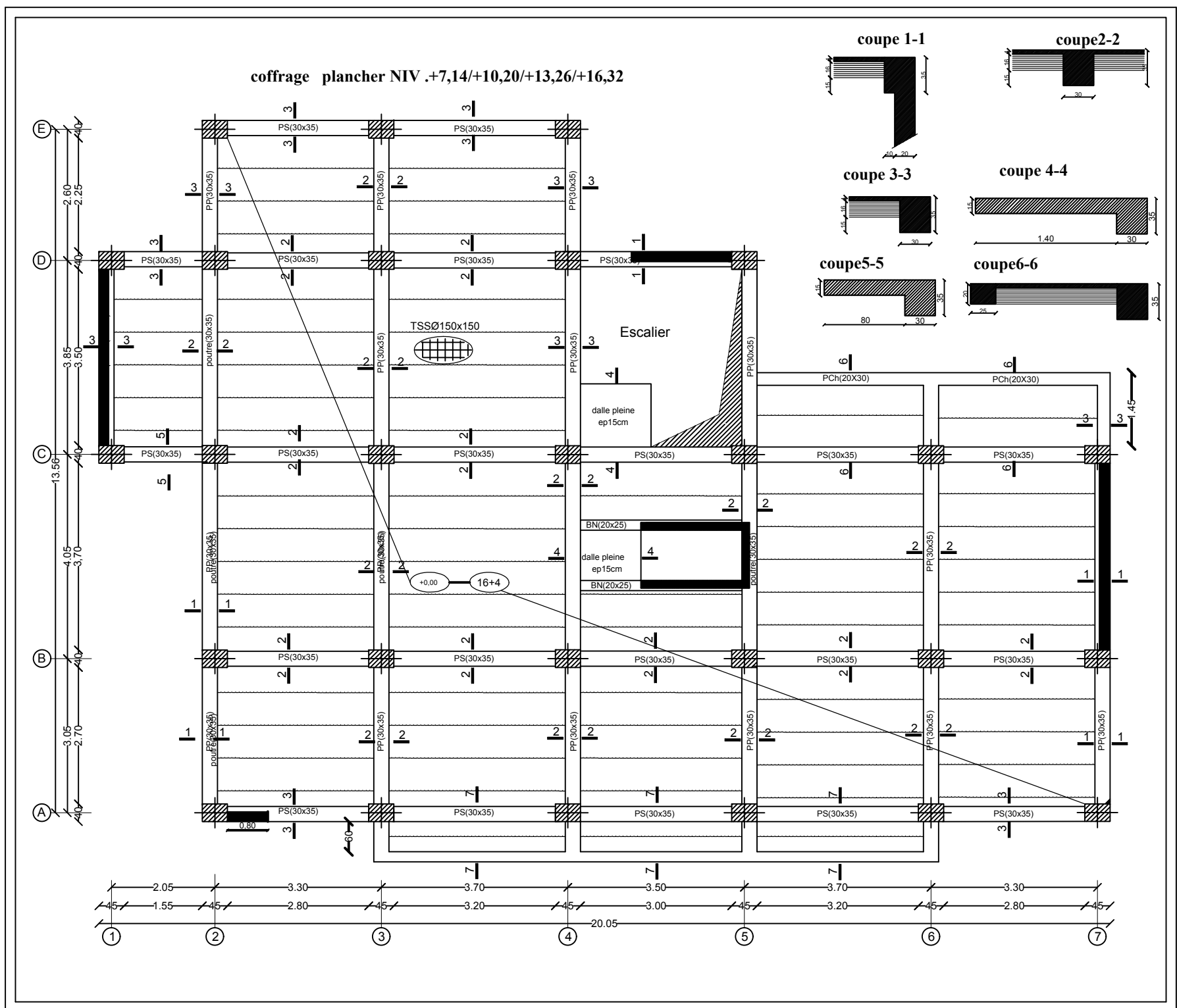
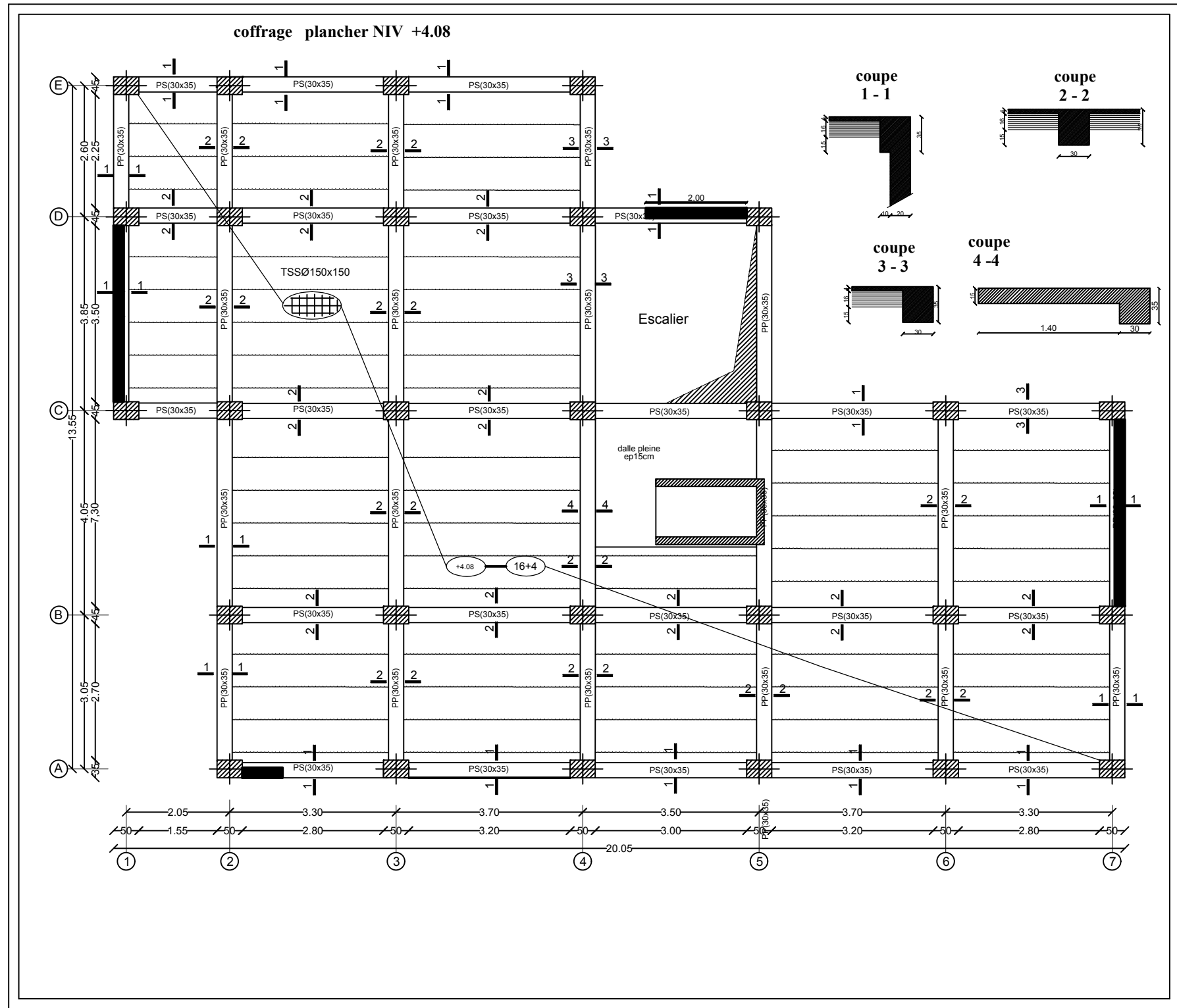
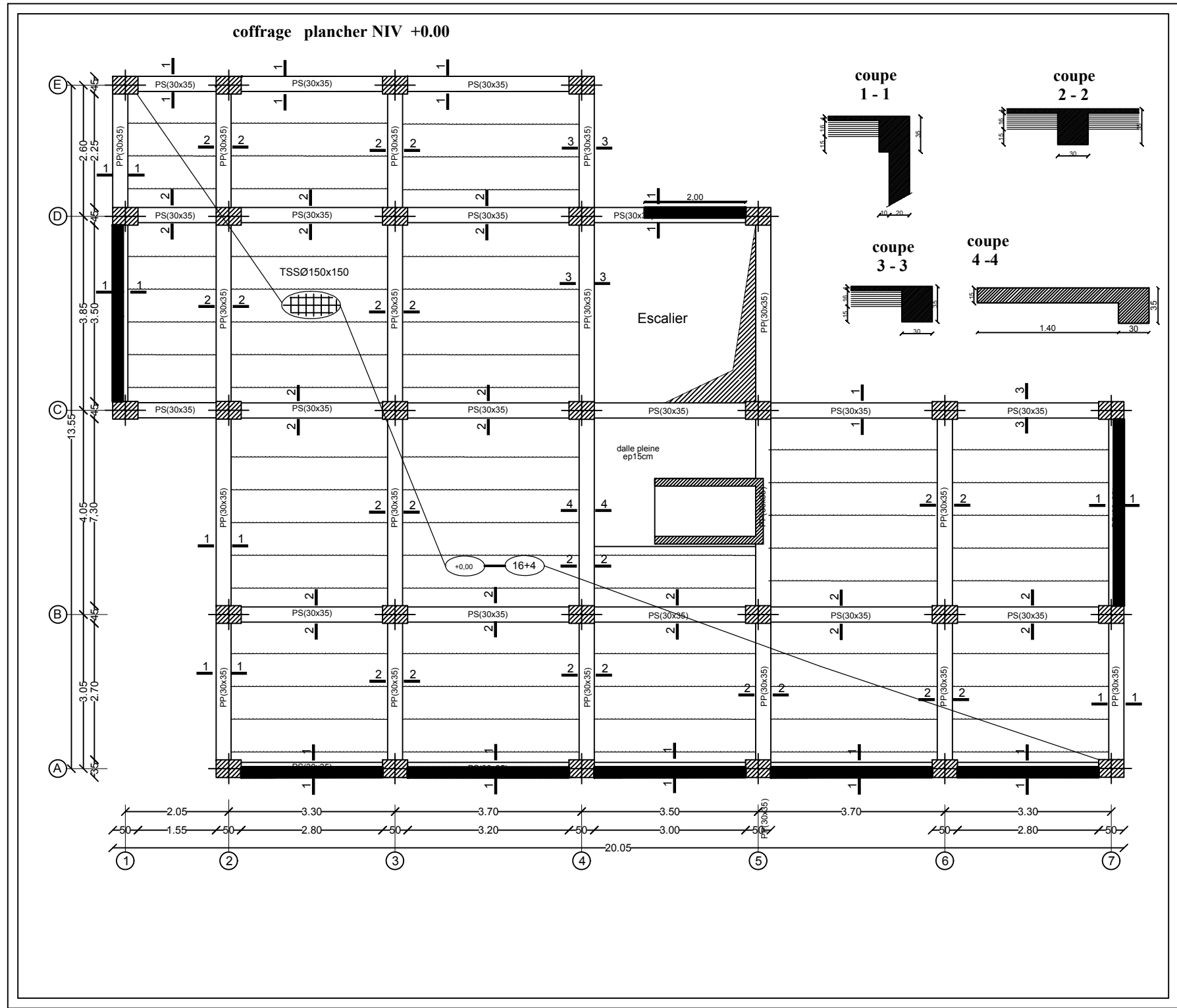
Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

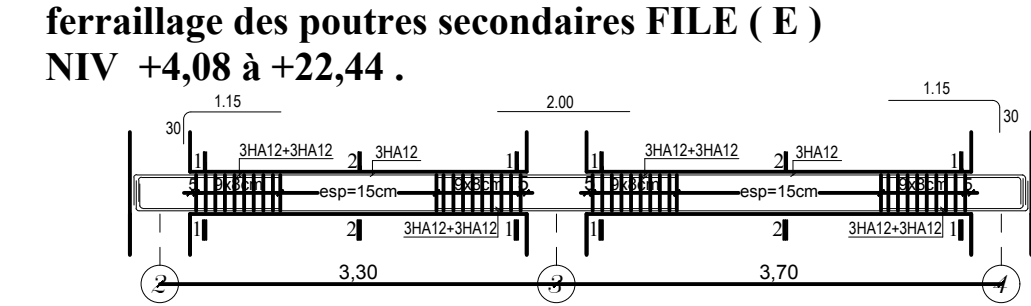
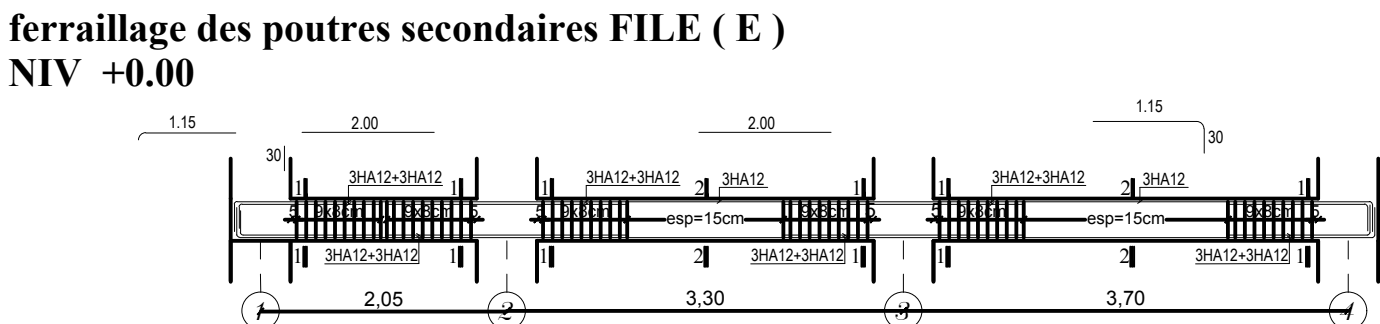
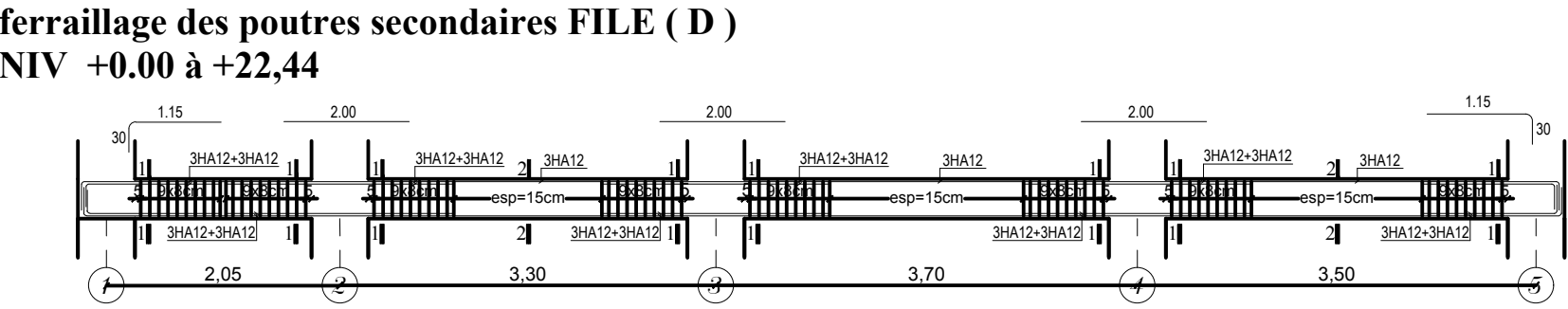
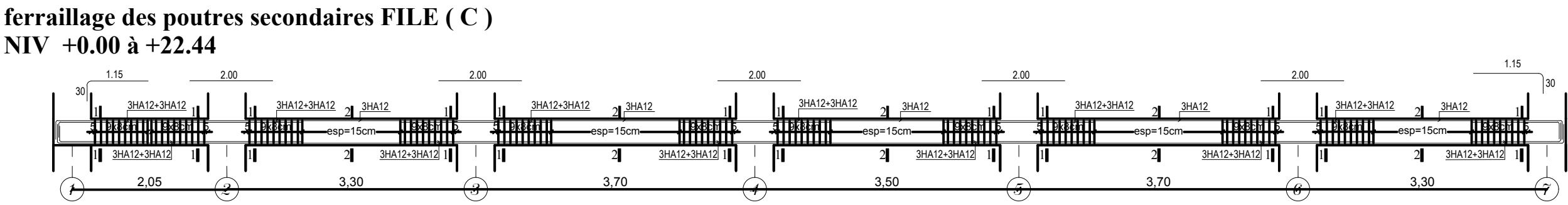
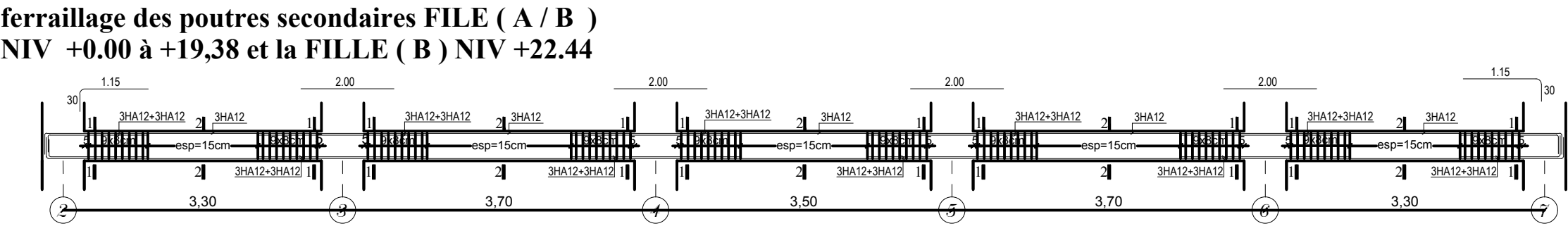
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{ cm}^2}{1 \times 100} = 3 \Rightarrow 1.5\text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

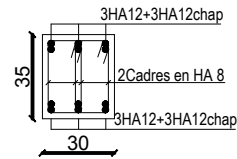




Ferr.poutres secondaires (30x35)



Coupe 1-1



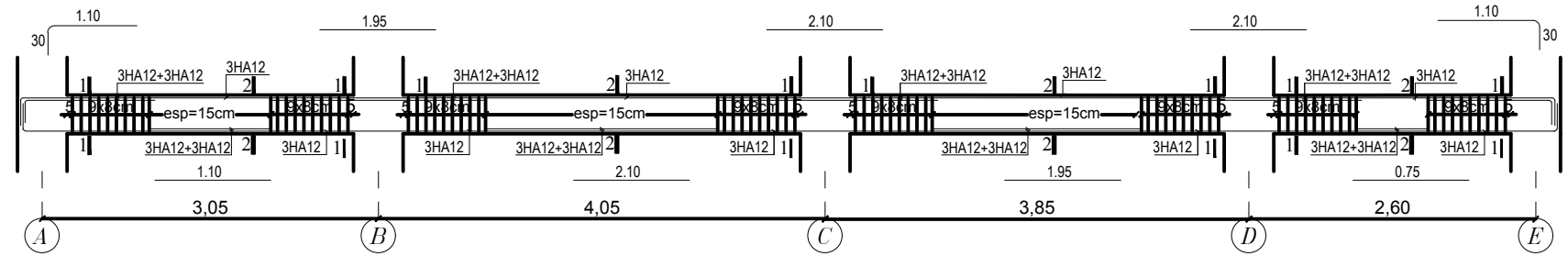
Coupe 2-2



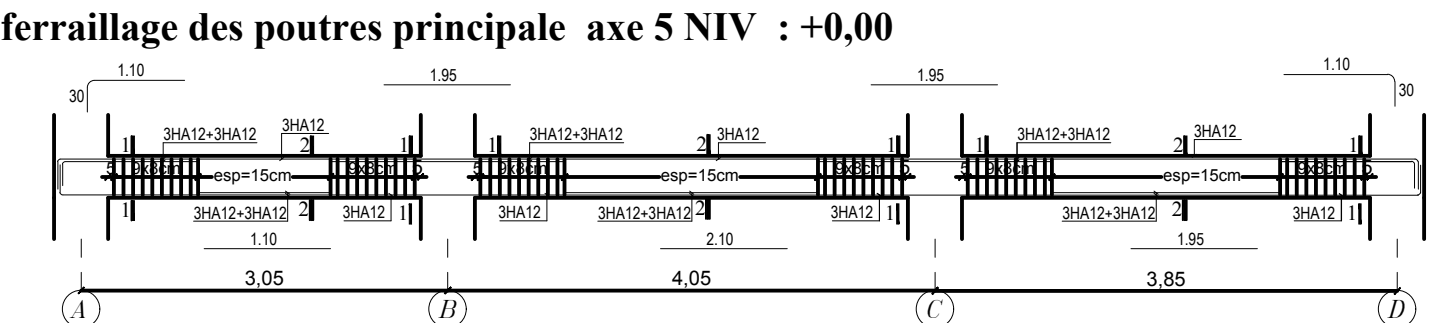
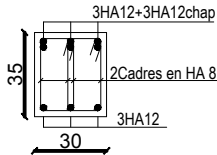
|                                                                                                                      |                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                                                     |
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE                                                                      |                                                                     |
| PROJET:<br>Realisation d'une constuction a usage<br>d'habitation et commercial en R+7+SS                             | Etudié par :<br>Mr AIT OUARAB Tarik<br>dérigé par:<br>Mme:KHELOUI.F |
| PLAN                                                                                                                 |                                                                     |
| FERRAILLAGE DES POUTRES secondaires                                                                                  | PLAN N°:                                                            |
| promotion 2017/2018                                                                                                  | echelle:1/50                                                        |

Ferr.poutres principales (30x35)

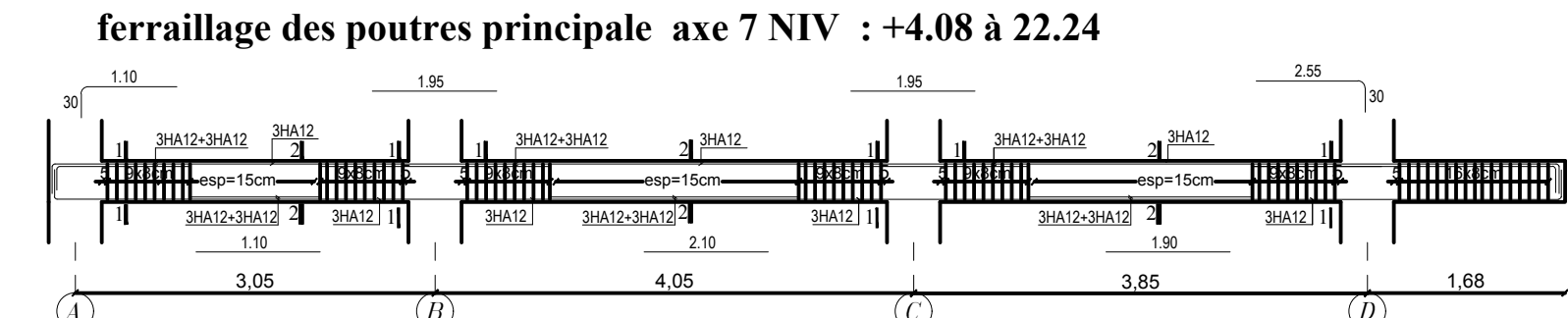
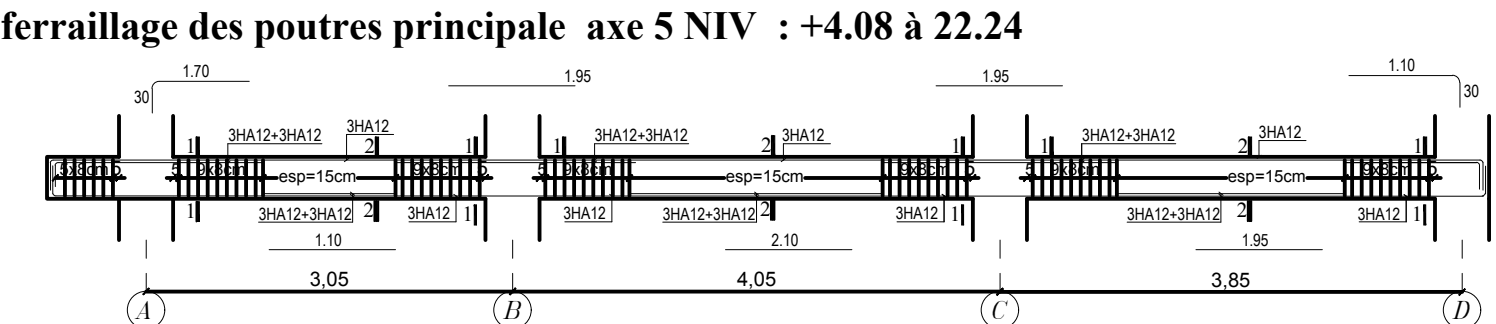
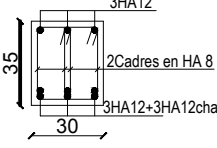
ferrailage des poutres principale axes ( 2 / 3 / 4)NIV : +0,00.  
et FILE ( 2 ) NIV : +4,08 à +22,24.



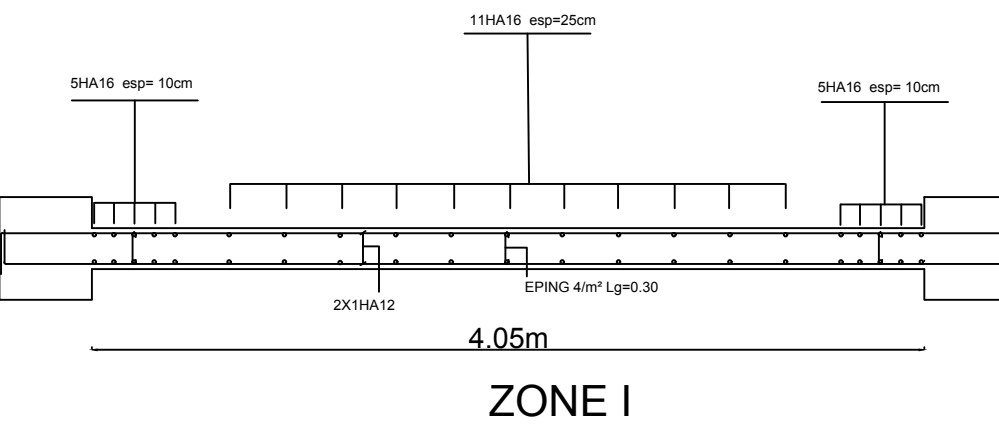
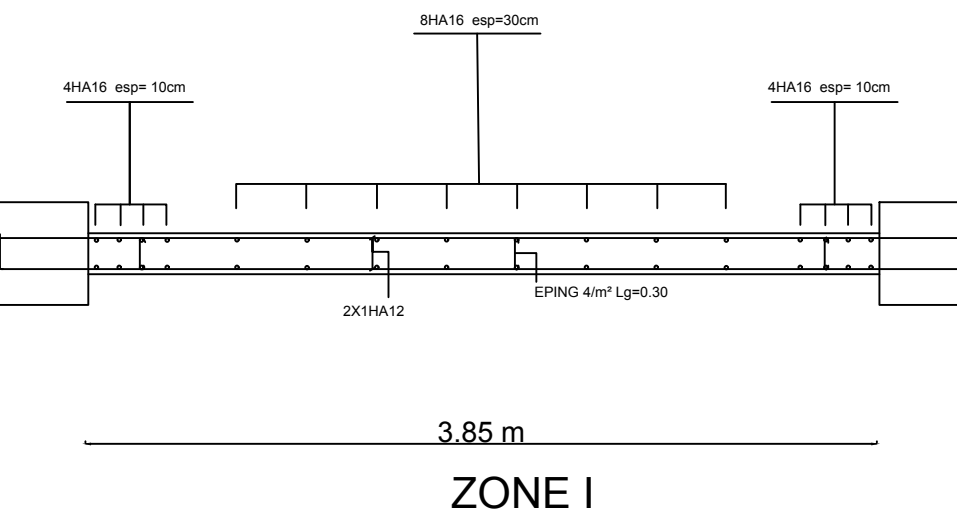
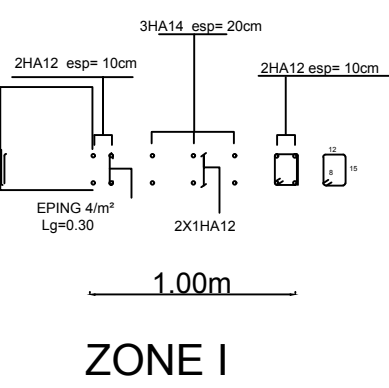
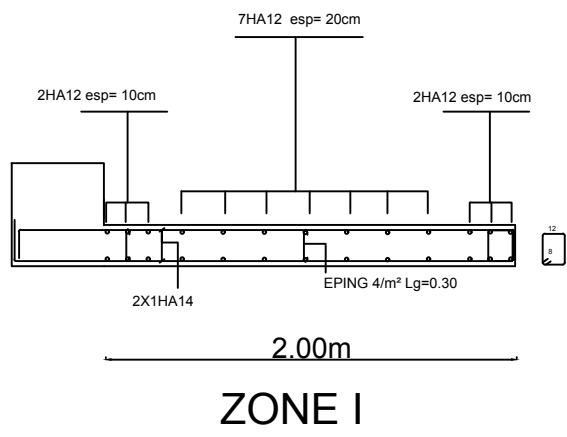
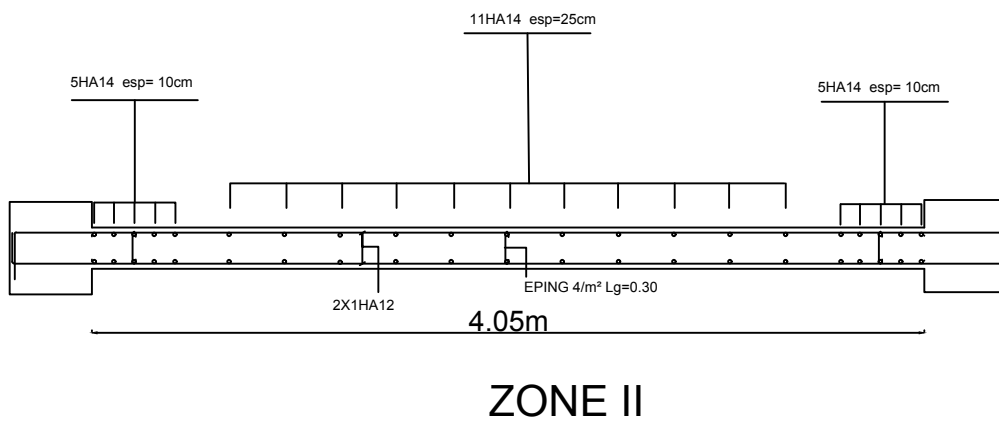
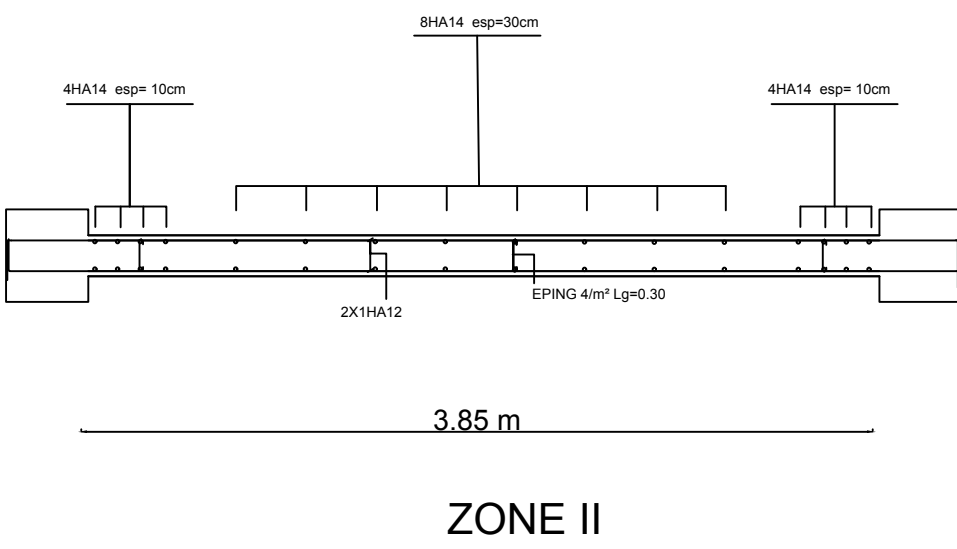
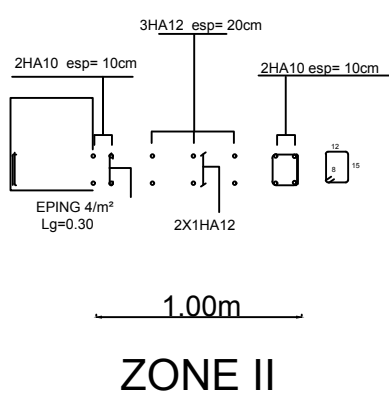
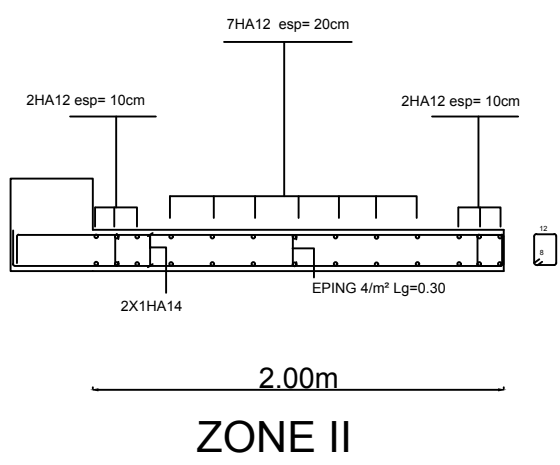
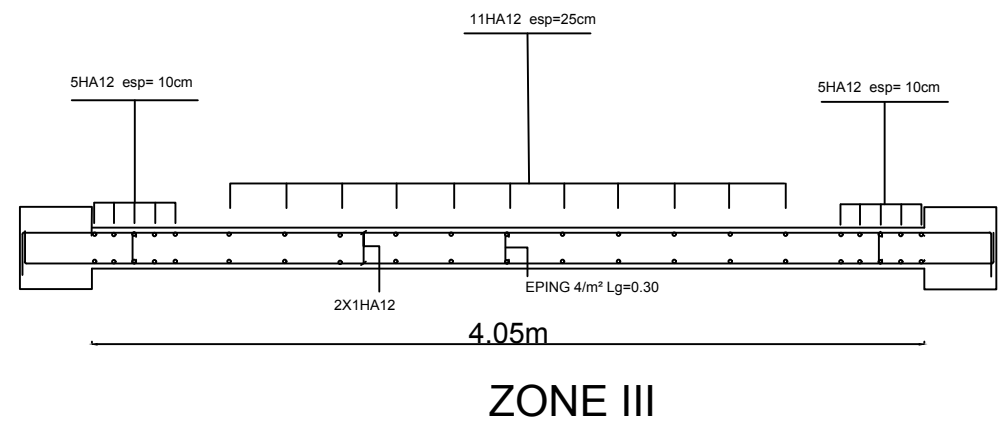
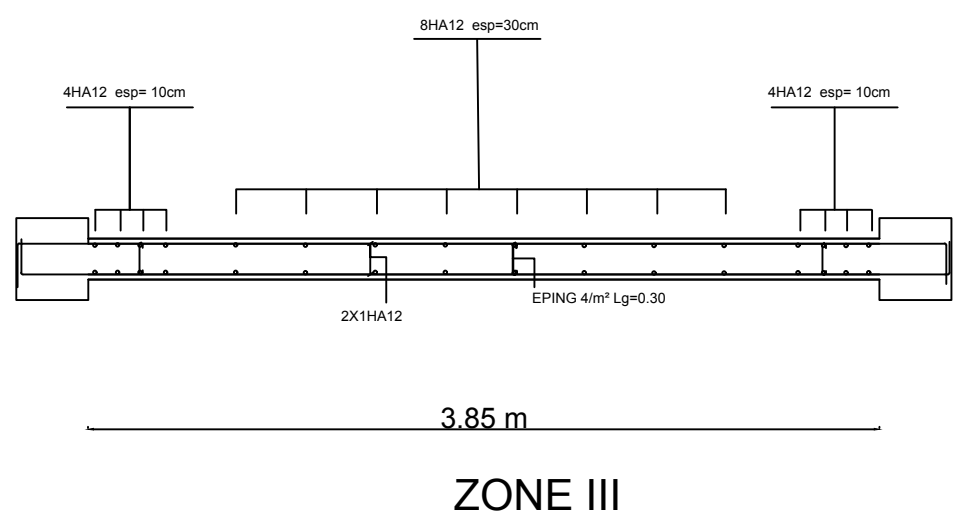
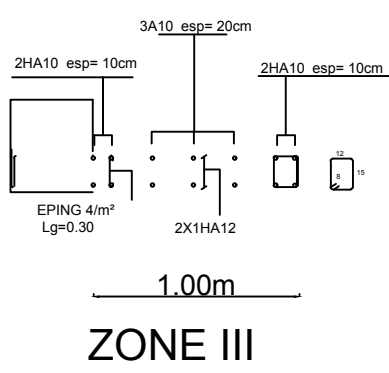
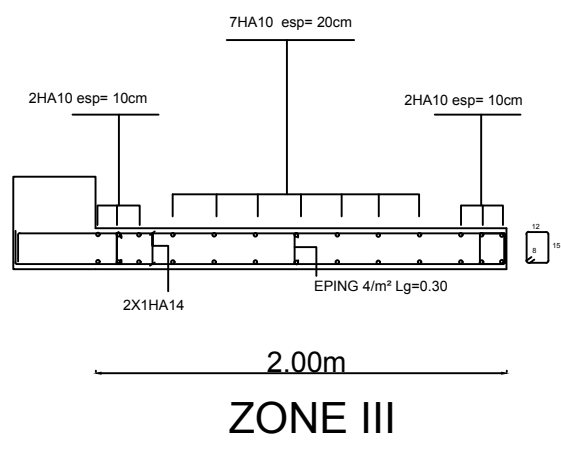
Coupe 1-1



Coupe 2-2



|                                                                                                                      |                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                                                     |
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE                                                                      |                                                                     |
| PROJET:<br>Realisation d'une constuction a usage<br>d'habitation et commercial en R+7+SS                             | Etudié par :<br>Mr AIT OUARAB Tarik<br>dérigé par:<br>Mme:KHELOUI.F |
| PLAN                                                                                                                 |                                                                     |
| FERRAILLAGE DES POUTRES principales                                                                                  | PLAN N°:                                                            |
| promotion 2017/2018                                                                                                  | echelle:1/50                                                        |



## *Conclusion*

*L'étude de ce projet m'a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de ma formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.*

*Suite à cela, ce modeste travail m'a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/version2003» ainsi que les divers documents techniques.*

*Les difficultés rencontrées lors des calculs m'a permis de mieux comprendre le comportement de ma structure, ainsi qu'a travaillé en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour moi.*

*J'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .*

*En fin je souhaite que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.*

## *Bibliographie*

- [1] **Albert Fuentes** « Calcul pratique des ossatures en béton armé ».
- [2] **Amar Chanti** « Contreventement des bâtiments par les voiles », Edition OPU
- [3] **M. Bellazougui** « Calcul des ouvrages en béton armé ».
- [4] **BAEL 91** « règles technique de conception des calculs des ouvrages et constructions », Edition Eyrolles, Paris 1992.
- [5] **Jean pierre Mouglin** « Cours en béton arme BAE 91, calcul des éléments simples et des structures de bâtiment », Edition Eyrolles, Paris 1992.
- [6] **Marius Divers** « Calcul pratique des tours en béton armé », Edition Dunod, Paris 1972.
- [7] **Victor Davidovici** « Formulaire du béton arme tome1 et tome 2 », Edition le moniteur.
- [8] Règles parasismiques algériennes (RPA 99).