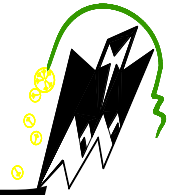


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la construction  
Département de Génie Civil



# MEMOIRE

## DE FIN D'ETUDE

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

### THEME

*Etude d'une Structure (RDC+7+S-SOL) à usage d'habitation et commerciale  
en portique et voiles avec l'application du logiciel ETABS*



*Etudié par :*

*Mr : AZMEDROUB BRAHIM*

*Mlle: BADAOUI SABRINA*

*Dirigé par :*

*Mr : MEGHLAT EL-MAHDI*

*Promotion 2019/2020*

# Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **M<sup>r</sup> Meghlat** pour son aide et ses orientations ainsi que ses encouragements et conseils précieux de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

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

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

# Dédicace

*Tout d'abord je tiens à remercier **DIEU**, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :*

*Ma très chère **mère**, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher **père** pour sa patience et tous ses efforts.*

*A ma très chère **sœur** : Amina et son mari Mourad.*

*A mes très chers **frères** : **Lounes** et **Hocine** .*

*A mon binôme Brahim, et toute sa famille.*

*A mes très chères **amis** (es).*

*Et spécialement **Hamid, Nora, Kahina, Narimane**.*

*A mes **collègues**.*

*A toute la promotion 2019/2020*

*A ceux que j'aime.*

**SABRINA**



## *Dédicaces*

*Je dédie se modeste travail à :*

- ✓ *À mes parents qui m'ont soutenu tout au long de ma vie, que dieu vous garde pour moi, MERCI.*
- ✓ *À mes frères et sœurs .*
- ✓ *À toute ma famille.*
- ✓ *À tous mes amis (es) et proches*
- ✓ *À ma binôme Sabrina et à toute sa famille.*
- ✓ *À toute la promotion CCI 2019/2020.*
- ✓ *À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Brahim*



# Sommaire

## I. Présentation de l'ouvrage

1. Introduction
2. Présentation de l'ouvrage
3. Caractéristiques géométriques
4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage
  - L'ossature
  - Les portiques
  - Les voiles
  - Les planchers
  - Maçonnerie
  - Revêtements
  - Escalier
  - Cage d'ascenseur :
  - Fondations
  - Console on porte -à- faux :
  - Acrotère
5. Règlements utilisés
6. Système de coffrage
7. Caractéristiques mécaniques des matériaux
  - Le béton
    - ❖ *Resistance caractéristique du béton a la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifie 99)*
    - ❖ *Resistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99)*
    - ❖ *Contraintes limites :*
      - *Etat limite ultime (E.L.U) :*
      - *État limite de service (ELS)*
    - ❖ *Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifie99)*
    - ❖ *Module de déformation :*
      - ✓ *Module de déformation longitudinale*
      - ✓ *Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)*
      - ✓ *Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).*
      - ✓ *Module de déformation transversale (BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3)*
    - ❖ *Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).*
      - *L'acier*
    - ❖ *Module d'élasticité longitudinal :(Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).*
    - ❖ *Contraintes limites d'élasticité de l'acier :*
  - ✓ *Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99) :*
  - ✓ *Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91modifiée 99) :*
  - ✓ *Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.33 BAEL91modifiées 99) :*
  - ✓ *Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91modifiées 99) :*
  - ✓ *Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :*
    - ❖ *Diagramme contrainte-déformation*
    - ❖ *Protection d'armatures*
8. Conclusion :

## *II. Pré-dimensionnement*

- 1. Introduction*
- 2. Pré-dimensionnement des éléments*
  - a) Les planchers*
    - i. En corps creux*
    - ii. En dalle pleine*
      - ✓ *Condition de résistance à la flexion :*
      - ✓ *Résistance au feu*
      - ✓ *Isolation acoustique*
  - b) Les poutres*
    - ❖ *Poutres Principales : (poutre porteuse)*
    - ❖ *Poutres secondaires*
    - ❖ *La poutre palière*
    - ❖ *Poutre de chainage*
  - c) Les poteaux*
  - d) Les voiles*
- 3. Conclusion :*

## *III. Calcul des éléments non structuraux.*

- 1) Acrotère*
  - a. Introduction :*
  - b. Définition et rôle de l'acrotère :*
  - c. Calcul des efforts*
  - d. Vérification à l'ELU :*
  - e. Vérification à l'ELS*
- 2) Les Escaliers*
  - a. Introduction :*
  - b. Calcul de l'escalier :*
  - c. Ferrailage :*
  - d. Vérification à l'ELU.*
  - e. Vérification à l'ELS.*
- 3) Les planchers*
  - a. Introduction :*
  - b. Etude de la Dalle de compression :*
  - c. Calcul des Armatures :*
  - d. Etude de la poutrelle :*
  - e. Vérification à l'ELU :*
  - f. Vérification à l'ELS :*
- 4) Calcul de la salle machine*
  - a) Introduction*
  - b) Calcul de la dalle pleine*
  - c) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :*
  - d) Ferrailage à L'ELU :*
  - e) Vérification à L'ELU :*
  - f) Calcul à l'état limite de service (l'ELS) :*
  - g) Vérification à l'ELS :*
- 5) Consoles*
  - a) Introduction*
  - b) Dimensionnement*
  - c) Détermination des charges :*
  - d) Calcul à L'E.L.U*
  - e) Vérifications à l'ELU*
  - f) Calcul à l'ELS*
  - g) Vérifications à l'ELS*



#### *IV. Etude de contreventement*

- ✓ *Introduction :*
- ✓ *Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :*
- ✓ *Calcul des coefficients  $K$  (rigidités moyennes) :*
- ✓ *Calcul des coefficients de correction  $a_j$  des rigidités des poteaux :*
- ✓ *Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »*
- ✓ *Caractéristique géométrique des voiles :*
- ✓ *Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »*
- ✓ *Inertie fictive des portiques et des refends :*
- ✓ *Calcul de l'inertie fictive :*
- ✓ *Calcul des flèches des refends :*
- ✓ *Calcul des déplacements des portiques :*
- ✓ *Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :*
- ✓ *Conclusion :*

#### *V. Modélisation*

- ✓ *Introduction :*
- ✓ *Concept de base de la MEF :*
- ✓ *Description du logiciel ETABS :*
- ✓ *Etapes de Modélisation :*
- ✓ *La modélisation*
- ✓ *Chargement :*
- ✓ *Le maillage*
- ✓ *Diaphragmes*
- ✓ *Analyse de la structure*

#### *VI. Vérifications aux exigences du RPA*

- ✓ *Introduction*
- ✓ *Vérification de la période fondamentale  $T$  [Art 4.2.4 RPA 99/2003]*
- ✓ *Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale*
- ✓ *Vérification de l'excentricité :*
- ✓ *Vérification des déplacements relatifs :*
- ✓ *Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91*
- ✓ *Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :*
- ✓ *Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :*
- ✓ *Conclusion :*

#### *VII. Ferrailage des éléments structuraux*

##### *1. Etude des poteaux*

- ❖ *Introduction*
- ❖ *Recommandations et exigences du RPA*
- ❖ *Calcul des Armatures :*
- ❖ *Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :*
- ❖ *Vérifications à l'ELU :*
- ❖ *Vérifications à l'ELS :*
- ❖ *Conclusions :*

## 2. Poutres

- ❖ Introduction :
- ❖ Recommandations du RPA 99 vs 2003 :
- ❖ Calcul des armatures longitudinales :
- ❖ Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)
- ❖ Délimitation de la zone nodale
- ❖ Vérification à l'ELU :
- ❖ Vérification à l'ELS :

## 3. Voiles

- ❖ Introduction :
- ❖ Comportement d'un voile
- ❖ Recommandation du RPA 99 version 2003
- ❖ Armatures transversales
- ❖ Armature pour les potelets
- ❖ Espacement
- ❖ Longueur de recouvrement
- ❖ Armatures de coutures
- ❖ Détermination des diagrammes des contraintes
- ❖ Vérification a ELU :
- ❖ Vérification à l'ELS

## VIII. Etude du mur plaque

- ❖ Introduction
- ❖ Contrainte de sollicitations :
- ❖ Ferrailage du mur plaque
- ❖ Ferrailage à l'ELU
- ❖ Recommandation du RPA :
- ❖ Vérifications à l'ELU
- ❖ Vérification à l'ELS :

## IX. Les fondation

- ❖ Introduction
- ❖ Type de fondations
  - ✓ Les fondations superficielles
  - ✓ Les fondations profondes
- ❖ Choix du type de fondations
  - ✓ Semelles filantes
    - Semelles filantes sous voiles
    - Semelles sous poteaux
- ❖ Détermination de la résultante des charges
- ❖ Calcul d'un radier
- ✓ Pré-dimensionnement du radier
  - Dalle
  - Dalle flottante
  - Nervure
- ❖ Détermination des Surface :
- ❖ Détermination des efforts à la base du radier :
- ❖ Vérifications :
  - ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :
  - ✓ Vérification de la stabilité de radier :
  - ✓ Vérification de la stabilité de radier
  - ✓ Vérification de la stabilité au renversement



- ❖ *Ferraillage du radier :*
  - ✓ *Ferraillage de la dalle du radier*
    - *Ferraillage à ELU :*
    - *Vérification à l'ELU.*
    - *Vérification à l'ELS :*
- ❖ *Ferraillage des débords :*
  - ✓ *Sollicitations de calcul*
  - ✓ *Calcul des armatures*
  - ✓ *Vérification à l'ELU*
  - ✓ *Vérification à l'ELS*
- ❖ *Ferraillage de la nervure*
  - ✓ *Sollicitation*
  - ✓ *Diagramme des sollicitations*
  - ✓ *Calcul du ferraillage :*
  - ✓ *Vérification à l'ELU :*
  - ✓ *Vérification à l'ELS*

# *liste des figure*

- I. Présentation de l'ouvrage*
  - 1. Plan en 3D*
  - 2. Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.*
  - 3. Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS*
  - 4. Diagramme contrainte-déformation*
- II. Pré-dimensionnement*
  - 1. Coupe verticale Plancher en corps creux.*
  - 2. Coupe d'une dalle pleine*
  - 3. Coupe sections des poutres*
  - 4. Coupe verticale d'une poutre palière.*
  - 5. Coupe verticale d'une poutre Chainage*
  - 6. Surface d'influence du poteau F2*
  - 7. Plancher étage la terrasse inaccessible*
  - 8. Plancher étage courant*
  - 9. Coupe verticale du mur intérieur*
  - 10. Coupe verticale du mur extérieur*
  - 11. Coupe de voile en élévation*
  - 12. Coupe de voile en plan*
- III. Calcule des éléments non structuraux.*
  - a. Acrotère*
    - ❖ Coupe verticale de l'acrotère*
    - ❖ Diagrammes des efforts internes.*
    - ❖ Schéma statique de la section de l'acrotère.*
    - ❖ Plan de Ferrailage de l'acrotère.*
  - b. Les Escaliers*
    - ❖ Coupe verticale de l'escalier.*
    - ❖ Schéma statique de l'escalier (ELU)*
    - ❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.*
    - ❖ Schéma statique de l'escalier (ELS)*
    - ❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS.*
    - ❖ Ferrailage des escaliers.*
  - c. Les planchers*
    - ❖ Plancher à corps creux.*
    - ❖ Schéma statique du treillis soudé*
    - ❖ Caractéristique géométrique de la section en T.*
    - ❖ Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).*
    - ❖ Diagrammes des efforts interne à ELU*
    - ❖ Diagrammes des efforts interne à ELS.*
    - ❖ Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.*
    - ❖ Ferrailage du plancher à corps creux.*
  - d. Ascenseur.*
    - ❖ Composition d'un ascenseur.*
    - ❖ Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.*
    - ❖ Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.*
    - ❖ Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS*
    - ❖ Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.*



- e. *Consoles*
    - ❖ *Schéma statique du balcon*
    - ❖ *Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre*
    - ❖ *Ferraillage des balcons.*
- IV. *Etude de contreventement*
  - ❖ *Coupe verticale d'un niveau.*
  - ❖ *Trapèze de calcul*
  - ❖ *Diagramme des moments des aires.*
- V. *Vérifications aux exigences du RPA*
  - ✓ *Résultats d'analyse dynamique ETABS*
  - ✓ *Centre de masse d'excentricité*
  - ✓ *Efforts tranchants donnés par ETABS*
- VI. *Ferraillage des éléments structuraux*
  - 1. *Etude des poteaux*
    - ❖ *Section en flexion composée*
    - ❖ *Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec*
    - ❖ *Ferraillage des poteaux.*
  - 2. *Poutres*
    - ❖ *Section doublement armée.*
    - ❖ *Délimitation de la zone nodale.*
    - ❖ *Schémas de ferraillage des poutres*
  - 3. *Voiles*
    - ❖ *Disposition des armatures verticales dans les voiles*
- VII. *Etude du mur plaque*
  - ❖ *Schéma du mur plaque (Vue en élévation).*
  - ❖ *Diagrammes des contraintes*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.*
  - ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.*
- VIII. *FONDATION*
  - ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.*
  - ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*
  - ❖ *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*
  - ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.*
  - ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.*
  - ❖ *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.*

# **Liste des tableaux**

- I. *Présentation de l'ouvrage*
  - 1. *Caractéristiques d'aciers*
- II. *Pré-dimensionnement*
  - 1. *Charges permanentes de la terrasse inaccessible.*
  - 2. *Charges permanentes de l'étage courant.*
  - 3. *Charges permanentes des murs intérieurs.*
  - 4. *Charges permanentes des murs extérieurs*
  - 5. *Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.*
  - 6. *Sections des poteaux.*
  - 7. *Vérification du flambement des poteaux.*
- III. *Calcul des éléments non structuraux.*
  - ❖ *Les Escaliers*
    - ✓ *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.*
    - ✓ *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.*
  - ❖ *Les planchers*
    - ✓ *Charges et surcharges revenant aux poutrelles.*
    - ✓ *Calcul des efforts internes à l'ELU*
    - ✓ *Calcul des efforts internes à l'ELS*
- IV. *Etude de contreventement*
  - a. *Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.*
  - b. *Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.*
  - c. *Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X..*
  - d. *Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.*
  - e. *Rigidités des portiques dans le sens X-X.*
  - f. *Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.*
  - g. *Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).*
  - h. *Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).*
  - i. *Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».*
  - j. *Section des aires et position du CDG.*
  - k. *Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).*
  - l. *Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).*
  - m. *Inerties des portiques*
  - n. *Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X)*
  - o. *Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (Y-Y).*
- V. *Vérifications aux exigences du RPA*
  - ❖ *Vérification de l'excentricité.*
  - ❖ *Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.*
  - ❖ *Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.*
  - ❖ *Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.*
  - ❖ *Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.*
- VI. *Ferraillage des éléments structuraux*
  - 1. *Etude des poteaux*
    - ❖ *Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle*
    - ❖ *Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA*
    - ❖ *Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens*
    - ❖ *Vérification de la quantité d'armatures transversales*
    - ❖ *: Détermination de la zone nodale.*
    - ❖ *Vérification au cisaillement dans les poteaux.*
    - ❖ *Vérifications des contraintes à l'ELS*

## 2. Poutres

- ❖ *Recommandations du RPA*
- ❖ *Ferraillage des poutres à l'ELU*
- ❖ *Ferraillage d'armatures transversales*
- ❖ *Vérification condition de non fragilité*
- ❖ *Vérification aux cisaillements.*
- ❖ *Influence de l'effort tranchant sur le béton.*
- ❖ *Influence de l'effort tranchant sur l'acier.*
- ❖ *Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres*
- ❖ *Vérification à l'ELS*

## 3. Voiles

- ❖ *Ferraillage de Voile 1*
- ❖ *Ferraillage de Voile 2*
- ❖ *Ferraillage de Voile 3 a*
- ❖ *Ferraillage de Voile 3 b*
- ❖ *Ferraillage de Voile 4 a*
- ❖ *Ferraillage de Voile 4 b*
- ❖ *Ferraillage de Voile 5*
- ❖ *Ferraillage de Voile 6*
- ❖ *Ferraillage de Voile 7*
- ❖ *Ferraillage de Voile 8*

## VII. Etude du mur plaque

- ❖ *Sollicitations de mur plaque*
- ❖ *Ferraillage du mur.*
- ❖ *Vérifications de la condition de non fragilité.*
- ❖ *Vérification des contraintes à l'ELS.*

## VIII. Fondation

- ❖ *Contrainte admissible du sol*
- ❖ *Largeur de semelles filantes sous voiles*
- ❖ *Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.*
- ❖ *Détermination des Surface*
- ❖ *Détermination des efforts à la base du radier*
- ❖ *Vérification de la contrainte de cisaillement.*
- ❖ *Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).*
- ❖ *Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).*
- ❖ *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*
- ❖ *Vérification de la section minimale.*
- ❖ *Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.*
- ❖ *Répartitions simplifiées des chargements*
- ❖ *Calcul des charges de la nervure sens ( X-X ).*
- ❖ *Calcul des charges de la nervure sens ( Y-Y )*
- ❖ *Efforts maximaux.*
- ❖ *Calcul du ferraillage.*
- ❖ *Vérification de Condition de non fragilité*
- ❖ *Vérification à l'ELS.*

## *INTRODUCTION GENERALE*

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction. En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction mixte (acier et béton).

Cependant dans notre pays, des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toute fois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un structure en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.



### I.1 Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR.

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+07+Sous-sol), qui sera implanté à **Tizi-Ouzou** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (*zone IIa*)

Cet ouvrage est composé :

- ✓ un Sous Sol à usage Commercial ;
- ✓ Un RDC à usage Services ;
- ✓ Étages courants à usage d'habitation;
- ✓ Cage d'escaliers;

### I.3 Caractéristiques géométriques

❖ Hauteur Total.....	29,07 m
❖ Longueur Total.....	20,90 m
❖ Largeur Total.....	13,00 m
❖ La hauteur du Sous-sol .....	;;.....4,59 m
❖ Hauteur du RDC.....	3,06 m
❖ Hauteur de l'étage courant.....	3,06 m

### I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### L'ossature :

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone , une ossature faite en voiles et portiques.

**-Les portiques :** sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontal .

**-Les voiles :** sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. 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.

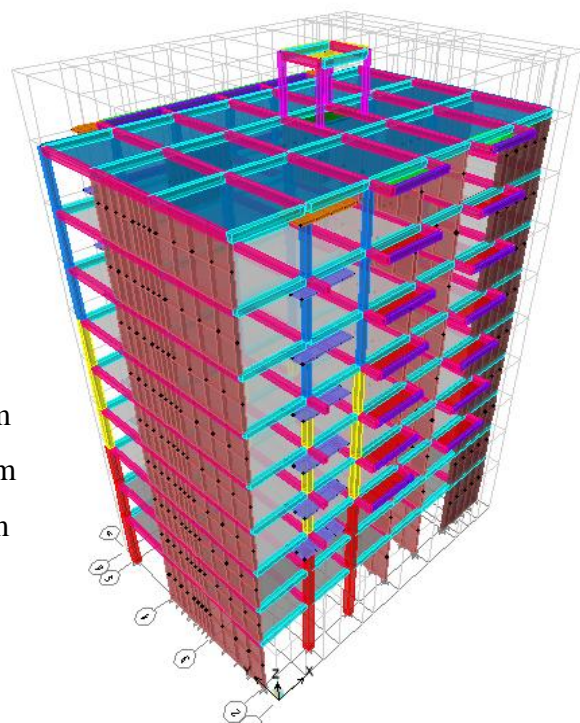


Figure I.1 : Plan en 3D

**Les planchers :** les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations dans notre cas on n'a deux type de planchers ( planchers en corps creux ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants. planchers en dalle pleine ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons) . Les planchers assurent deux fonctions principales

- ❖ **Fonction de résistance mécanique:** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ❖ **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
  - Les planchers des étages courants sont en corps creux.
  - Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de **1,5 %** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs :** ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs :** ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

### **Revêtements :**

- ❖ Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- ❖ Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur et les cages d'escaliers ;
- ❖ Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- ❖ Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;
- ❖ Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers ;
- ❖ Carreaux céramiques pour les façades principales.
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,

**Escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Bâtiment comporte deux types d'escaliers ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

- ❖ escalier desservant au 1<sup>er</sup> étage : escalier à trois volées et deux paliers de repos.
- ❖ escalier desservant aux autres étages : escalier à deux volées et un palier de repos.

**Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

**Fondations**

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

**Console on porte -à- faux :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

**Acrotère:**

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

**I.5 Règlements utilisés**

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

**I.6 Système de coffrage :**

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

**I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :****a) Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

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

**i. *Resistance caractéristique du béton a la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifie 99)***

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j$ , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j > 60\text{jours}$$

Pour des résistances  $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28\text{jours}$$

Pour ce projet on adoptera  $f_{c28}=25\text{MPa}$

**I.2-Resistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99)**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

### I.3- Contraintes limites :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

#### *a-Etat limite ultime (E.L.U) :*

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures ;

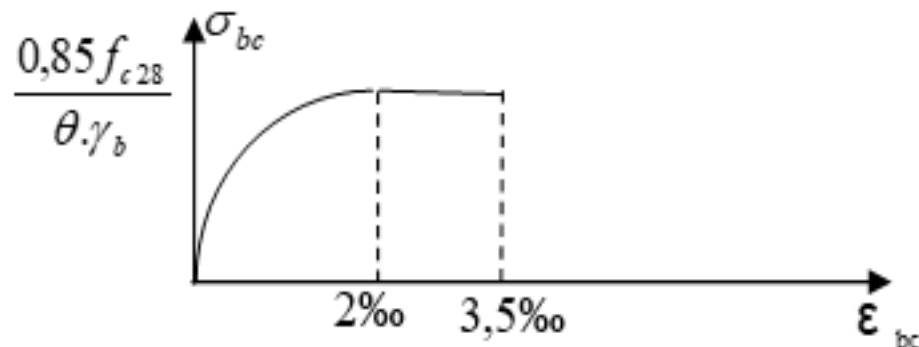
$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

A 28 jours  $\sigma_{bc} = 14,2$  MPa

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

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



**Figure I-2 :** Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

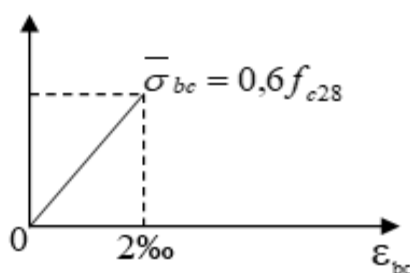
### ***b-état limite de service (ELS)***

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 contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$



**Figure I-3 :** Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

### ***1.4- Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifié 99)***

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante :

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

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

$b_0$  : La largeur de l'ame.

$d$  : Valeur de la hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right).$$



**I.5- Module de déformation :****I.5.1 Module de déformation longitudinale :**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)**

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures.

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

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

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

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**Module de déformation transversale (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1.3) :**

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

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

Avec :

$E$  : Module de Young [Module d'élasticité]

$\nu$  : Coefficient de Poisson

**I.6- Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera prise égal à :

$\nu = 0,2$  ..... à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$  ..... à l'état limite ultime [ELU].

**II- L'acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal .

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau I -1 : Caractéristiques d'aciers**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés <b>TL.520 (<math>\Phi &lt; 6</math>)</b>	TS	520	1.3	1

• **Module d'élasticité longitudinal : (Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).**

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MP}$$

• **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

**Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99) :**

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

Avec  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$  ..... Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$  ..... Situation courante (durable)
- $f_e$  : ..... Limite d'élasticité de l'acier.

• **Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

• **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.  $\sigma_s \leq f_e$

• **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

• **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

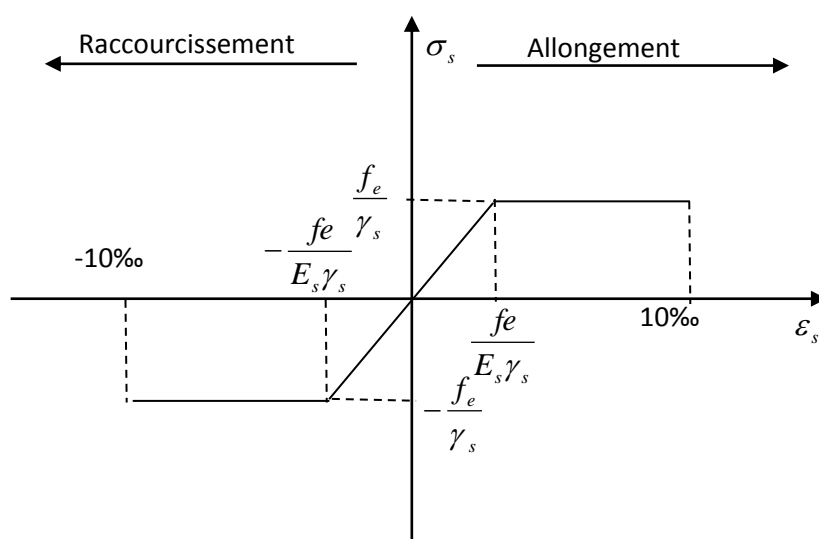
C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec :  $n$  : coefficient de sécurité

- $n = 1$  ..... pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- $n = 1,3$  ..... pour les aciers Haute Adhérence  $\varnothing < 6 \text{ mm}$
- $n = 1,6$  ..... pour les aciers moyens adhérence  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

**Diagramme contrainte-déformation**



**Figure I-4 : Diagramme contrainte-déformation**

***Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)***

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $5 > C \geq 2\text{cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $2 > C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Conclusion :**

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier , défini les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré-dimensionnement précise au chapitre suivant .

## **II.1 Introduction**

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003**) et (**C.B.A 93**).

## **II.2 Pré-dimensionnement des éléments**

### **II.2.1 Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

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

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

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- ✓ Les planchers de rez de chaussée et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

On distingue deux types de planchers:

#### **II.2.1.1 En corps creux**

Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm** à **65cm**.
- **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée d'un cadriage d'armatures ayant comme but :
  - Limiter le risque de fissuration par retrait.
  - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.423 BAEL 91})$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée maximale entre axe, dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{355}{22,5} = 15,77 \text{ cm.}$$

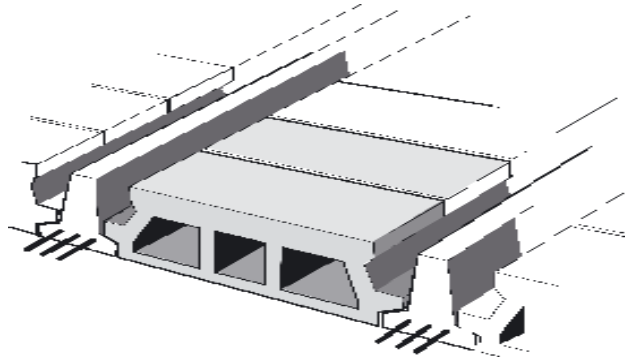


Figure II-1 : Coupe verticale Plancher en corps creux.

On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux est de  $16 \text{ cm}$
- Epaisseur de la dalle de compression est de  $4 \text{ cm}$ .

### II.2.1.2 En dalle pleine

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### ➤ Condition de résistance à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$ .
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x / 50 < e < L_x / 40$ .

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

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 2 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 1,2\text{m} = 120\text{cm}$ . (Dalle pleine).

La dalle pleine :  $3 < e < 4 \rightarrow e = 4 \text{ cm}$ .

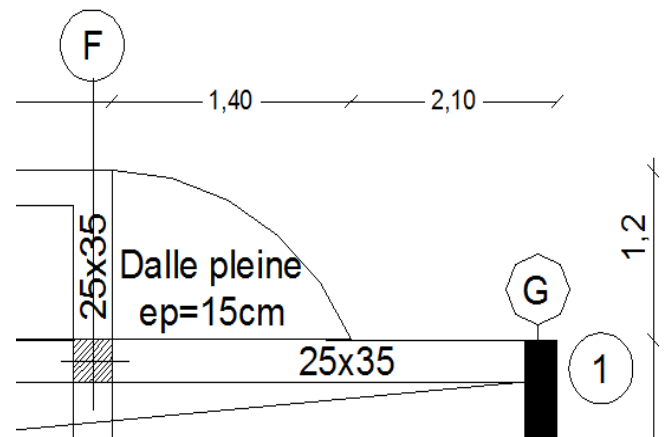


Figure II-2 : Coupe d'une dalle pleine



### Résistance au feu : (BAEL 91 révisé 993.1.33)

$e = 7 \text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$  : pour quatre-heures de résistance au feu.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

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

#### ➤ Isolation acoustique : (CBA93)

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

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

### II.2.2 Les poutres

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

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**Art A.4.1.14 BAEL 91 modifier 99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (**Art 7.5.1 RPA99/version 2003**):

Les dimensions des poutres *isostatiques* sont définies en fonction de leurs portées  $L_x$ , telles que :

#### Règlement Art 7.5.1 RPA99/version 2003

- Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

- $h$  : Hauteur de la poutre,
- $b$  : Largeur de la poutre,
- $b_1$  : Largeur du poteaux .

➤ **Poutres Principales : (poutre porteuse)**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$30,33 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 25$

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$$

$23,66 \leq h_t \leq 35,5 \text{ cm}$  ;

Nous optons pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 25 \text{ cm}$

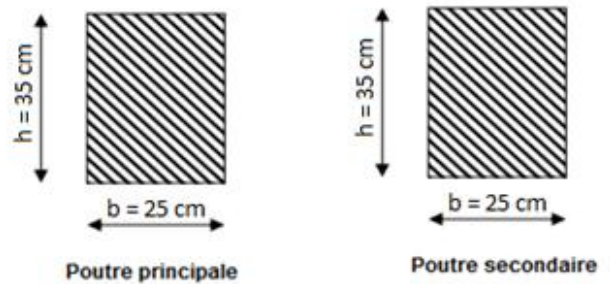


Figure II-3 : Coupe Sections des poutres.

**Vérification selon le RPA 99 / version 2003**

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 35 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est Vérifiée.

**La poutre palière :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ( $b \times h$ ), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre , le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paille avec une portée max de **280 cm** . On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

**Pré-dimensionnement de la poutre palière : (Art 7.5.1 RPA99/version 2003):**

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur  $h_t$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$18,66 \leq h \leq 28 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b$  est donnée par la formule suivante :

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

Nous optons pour  $b = 20 \text{ cm}$

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L$  : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

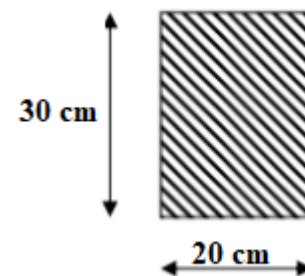


Figure II-4 : Coupe verticale d'une poutre palière.

### Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est Vérifiée.

### III.3 Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur  $h_t$  est donnée par la formule suivante :

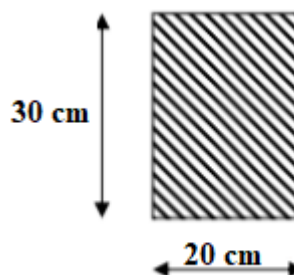
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$23,33 \leq h \leq 35 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b$  est donnée par la formule suivante :

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

Nous optons pour  $b = 20 \text{ cm}$  .



**Figure II-5:** Coupe verticale d'une Poutre Chainage

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L$  : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

### Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est Vérifiée.

## Les poteaux

### pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression  $N_s = (G+Q)$ .

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/2003}]$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

### Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

### Localisation du poteau le plus sollicité

La surface revenant au poteau est :

$$S_1 = 1.55 \times 1.9 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.6 \times 1.9 = 3.04 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.6 \times 2.15 = 3.44 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.55 \times 2.15 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.76 \text{ m}^2$$

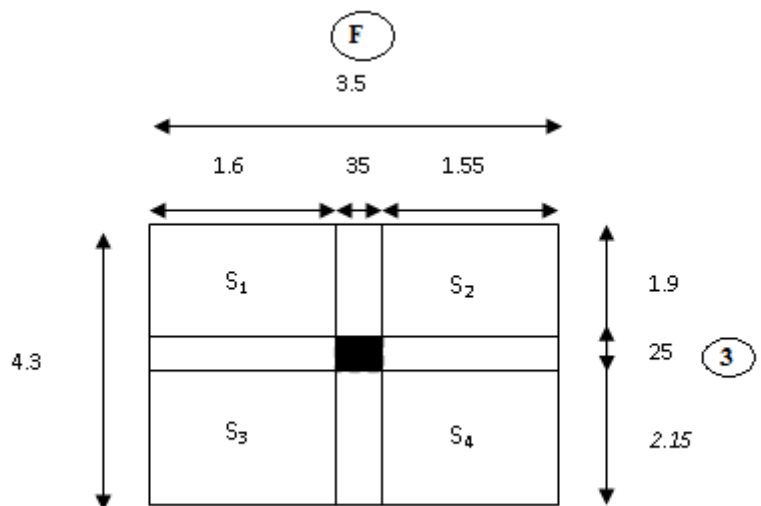


Figure II-6 : surface d'influence du poteau F2

### Détermination des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  ( $\text{KN/m}^2$ ); et les surcharges d'exploitation  $Q$  ( $\text{KN/m}^2$ ); nous allons nous référer au document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**

« charges et surcharges d'exploitation »

Charges permanentes  $G$  :

Plancher terrasse

Tableau II -1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	3	1.9775
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				4.64

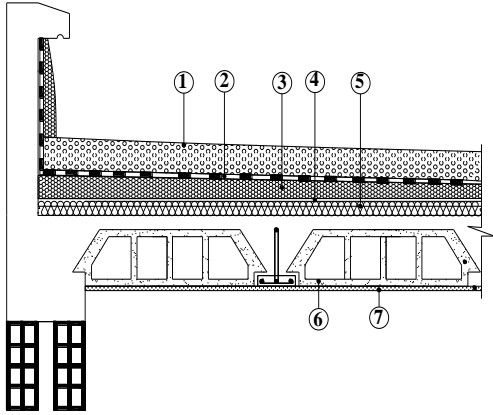


Figure II-7 Plancher étage la terrasse inaccessible

Plancher étage courant

Tableau II - 2 Charges permanentes de l'étage courant.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	3	1.9775
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				4,32

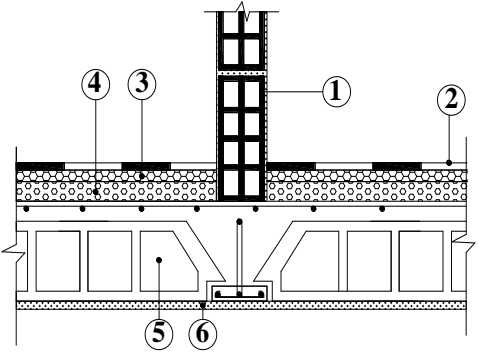
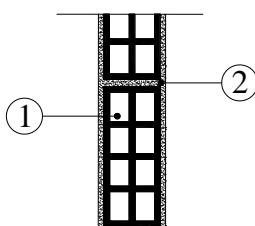


Figure II- 8 Plancher étage courant.

*murs intérieurs*

*Tableau II – 3 Charges permanentes des murs intérieurs.*

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

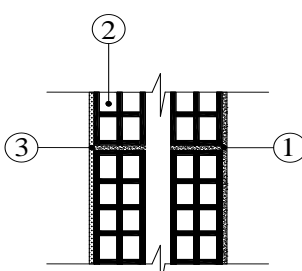


**Figure II-9** Coupe verticale du mur intérieur

*murs extérieurs*

*Tableau II – 4 Charges permanentes des murs extérieurs.*

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
1	enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2.44



**Figure II-10** Coupe verticale du mur extérieur



**Poids propre des éléments :**

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

**Plancher terrasse :**

$$G_t = 12,76 \times 4,64 = 59,20 \text{ KN}$$

**Plancher courant :**

$$G_c = 12,76 \times 4,32 = 55,12 \text{ KN}$$

**Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,35 \times 0,25) \times (4,6 - 0,30) \times 25 = 9,40 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,25) \times (3,85 - 0,35) \times 25 = 7,65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 9,40 + 7,65 = 17,05 \text{ KN}$$

**Poteaux :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure  $b = 25 \text{ cm}$ ,  $h = 25 \text{ cm}$  :

$$G_{\text{étage}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sous-sol}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (4,59) \times 25 = 7,17 \text{ KN}$$

**Surcharge d'exploitation Q :**

Plancher étage courant à usage d'habitation.....  $1,5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Plancher terrasse inaccessible .....  $1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

**Etages courants**

$$Q \times S = 1,5 \times 12,76 = 19,14 \text{ KN}$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$Q \times S = 1 \times 12,76 = 12,76 \text{ KN}$$

### Loi de dégression des charges d'exploitation

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le *D.T.R B.C 2.2*, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$  niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable *D.T.R B.C 2.2*

Art 6.3

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$Q_n = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

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

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

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

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

### Coefficients de dégression des surcharges :

Tableau II – 5 valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

### ➤ Les surcharges cumulées :

8<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 = 12.76$  KN

7<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + Q_1 = 31.9$  KN

6<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 49.12$  KN

5<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 64.43$  KN

4<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 77.83$  KN

3<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 89.32$  KN

2<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 98.89$  KN

1<sup>er</sup> niveau :  $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 107.88$  KN

Sous-Sol :  $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 116.88$  KN

## Dimensionnement des sections des poteaux :

Tableau II – 6 Sections des poteaux.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_{tot}$	$G_{cum}$	$Q_i$	$Q_{cumu}$		Section trouvée $\frac{N}{0,3 f_{c28}}$	Section Adopté
7	59,2	4,78	17,05	81,03	81,03	12,76	12,76	93,79	125,05	30×30
6	55,5	4,78	17,05	77,33	158,36	19,14	31,9	190,26	253,68	30×30
5	55,5	4,78	17,05	77,33	235,69	19,14	49,12	284,81	379,75	30×30
4	55,5	4,78	17,05	77,33	313,02	19,14	64,43	377,45	503,27	35×35
3	55,5	4,78	17,05	77,33	390,35	19,14	77,83	468,18	624,24	35×35
2	55,5	4,78	17,05	77,33	467,68	19,14	89,32	557	742,67	35×35
1	55,5	4,78	17,05	77,33	545,01	19,14	98,89	643,9	858,53	40×40
RDC	55,5	4,78	17,05	77,33	622,34	19,14	107,88	730,22	973,63	40×40
Sous-Sol	55,5	7,17	17,05	79,72	702,06	19,14	116,88	818,94	1091,92	40×40

## Remarque :

- ✓ Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

## ➤ sections adoptées suivant les étages :

Pour le Sous-Sol , Le RDC, et le 1<sup>er</sup> étage : **S= (40× 40)**

Pour le 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages : **S= (35 ×35)**

Pour le 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étages : **S= (30 ×30)**

- ✓ Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits.  
(Art.7.4.1.RPA)

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone I et IIa
- $Min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  En zone IIb et III
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**Du Sous-Sol au 1<sup>er</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Vérification au flambement**

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}}$$

Tableau II – 7 Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	Condition
7	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifié
6	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifié
5	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifié
4	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifié
3	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifié
2	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifié
1	40	40	213333,33	1600	11,54700538	306	214,2	18,55	Condition vérifié
RDC	40	40	213333,33	1600	11,54700538	306	214,2	18,55	Condition vérifié
Sous-Sol	40	40	213333,33	1600	11,54700538	459	214,2	18,55	Condition vérifié

### Pré dimensionnement des voiles

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003**

#### Art 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4a$ .

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Pour notre cas :

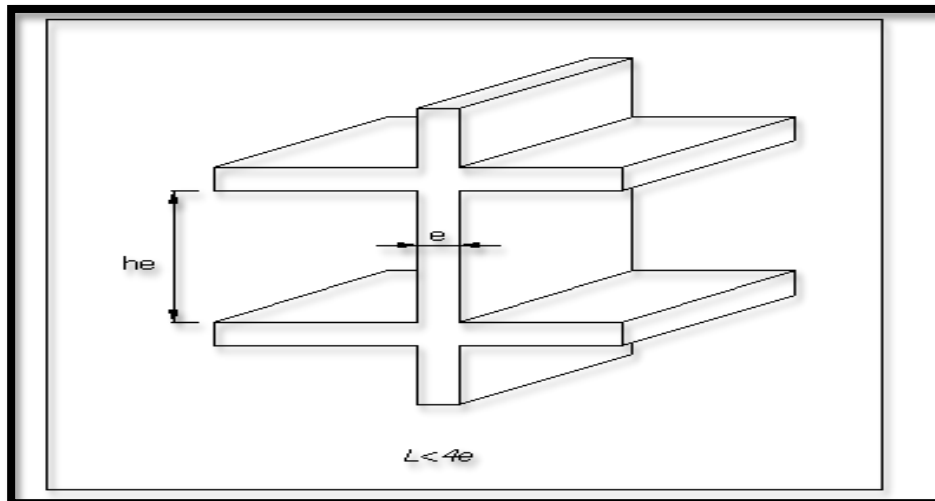


Figure II- 11 Coupe de voile en élévation

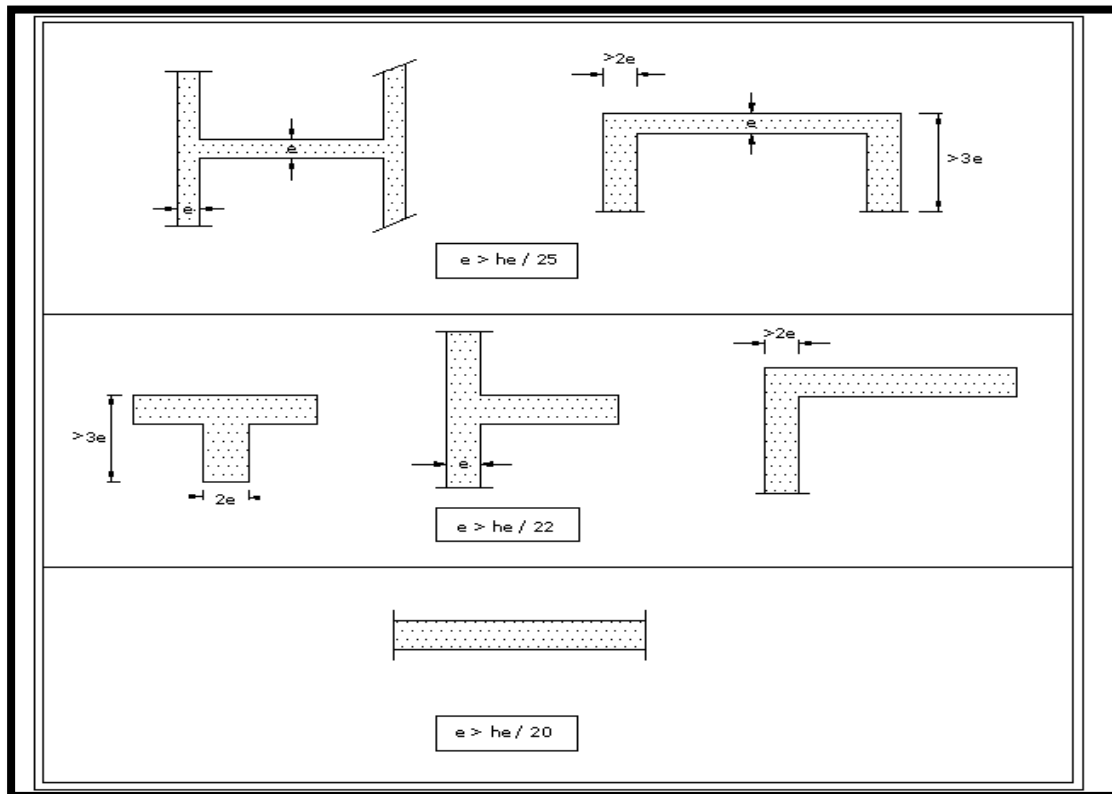


Figure II- 12 Coupe de voile en plan

$a$  : épaisseur du voile,

$h_e$  : hauteur libre d'un étage  $h_e = h - e_p$

$h$  : hauteur d'étage,

$e_p$  : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$e_{pmin} \geq 15 \text{ cm}$$

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

$$h_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21,95 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{22} = \frac{439}{22} = 19,95 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{25} = \frac{439}{25} = 17,56 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 25 \text{ cm}$

**✓ Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

$a_{min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

$L_{min} = 286 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

**Conclusion :**

- Poutres principales :  $25 \times 35$
- Poutres secondaires :  $25 \times 35$
- Poutres palière:  $20 \times 30$
- Poutres chainage :  $20 \times 30$
- Epaisseur des voiles :  $25 \text{ cm}$
- Epaisseur planché en corps creux :  $16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- Epaisseur de la dalle pleine :  $15$
- Sections adoptées pour les poteaux
  - Sous-Sol au 1<sup>ème</sup> niveau :  $40 \times 40$
  - 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau :  $35 \times 35$
  - 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau :  $30 \times 30$

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

**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.

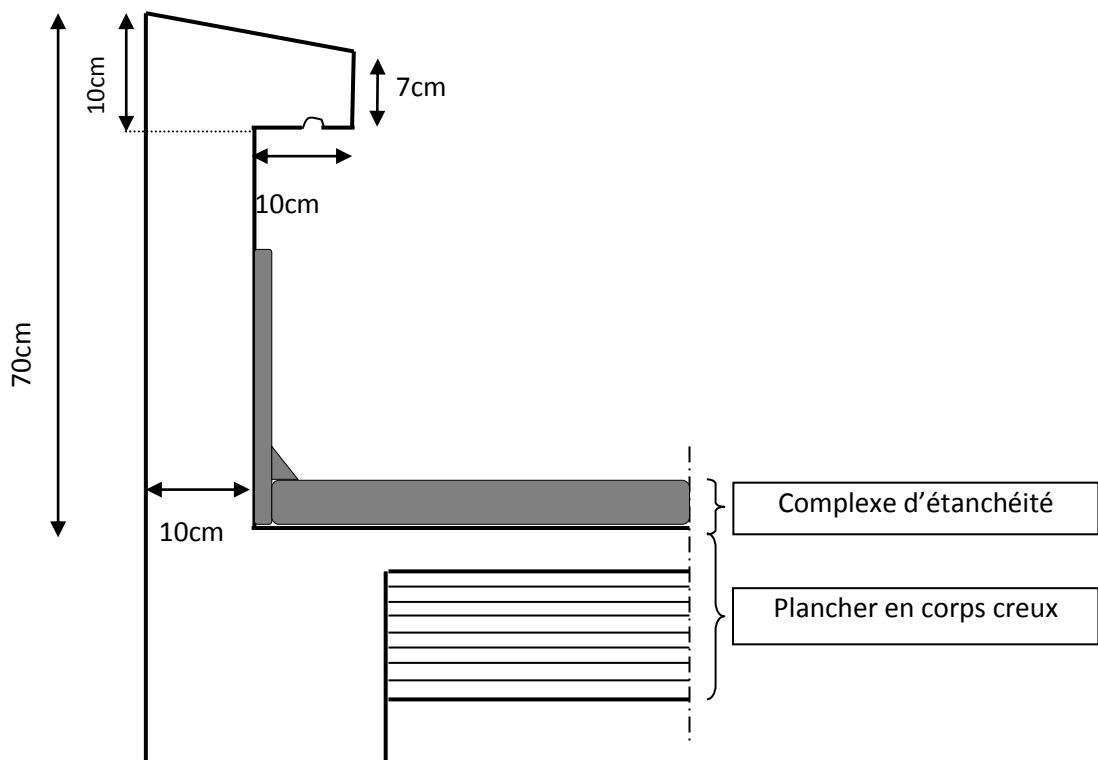
Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA**.

**Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (  $Q = 1 \text{ [KN/ml]}$  ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.



**Figure III.1** Coupe verticale de l'acrotère



**Calcul des efforts****a) Effort normal dû au poids propre  $G$  :**

L'effort normal dû au poids propre est donné par :  $N_G = G \times 1m$

Avec :  $G = \rho \times S$

$N$  : effort normal

$G$  : poids propre

$\rho$  : masse volumique de béton  $\rho = 25 \frac{KN}{m^3}$

$S$  : section transversale

$$G = 25 \times \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,925 \frac{KN}{ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1m = 1,925 \times 1m = 1,925 KN$$

**b) Effort tranchant  $T$  :  $T = Q \times 1m = 1 \times 1m = 1 KN$** **c) Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :**

$$M_q = Q \times H \times 1m = 1 \times 0,7 \times 1m = 0,7 KN.m$$

**Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**

❖ **A l'E.L.U :** sous la combinaison  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

**Effort normal de compression dû au poids propre  $G$  :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,60 KN$$

**a) Effort tranchant  $T$  :**

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1m = 1,5 KN$$

**b) Moment de renversement dû à la surcharge  $Q$** 

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 KN.m$$

❖ **A l'E.L.S :** sous la combinaison  $G + Q$

**a) Effort normal de compression dû au poids propre  $G$  :**

$$N_s = G = 1,925 KN$$

**b) Effort tranchant  $T$  :**

$$T_s = T = 1 KN$$

**Moment de renversement dû à la surcharge  $Q$  :**

$$M_s = M_q = 0,7 KN.m$$

Schéma statique de l'Acrotère

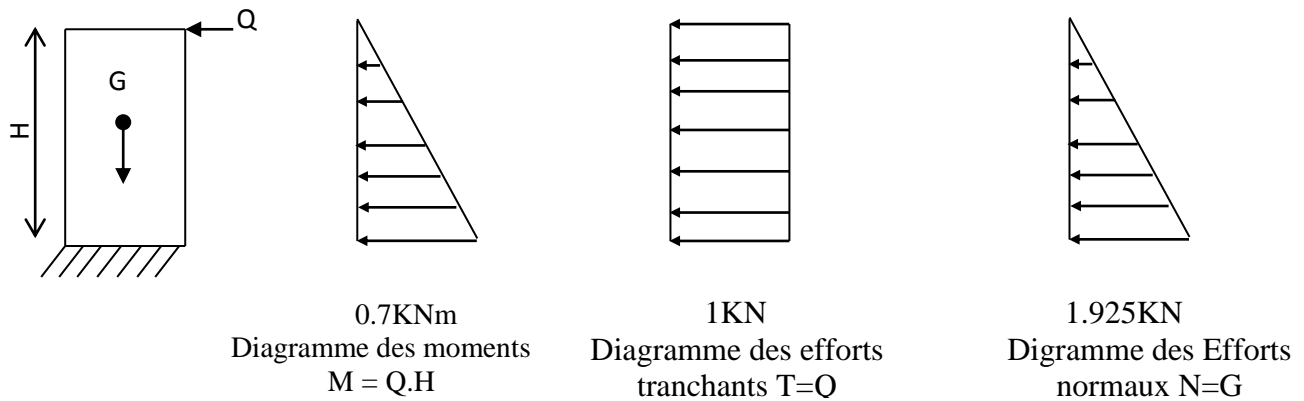


Figure III - 2 Diagrammes des efforts internes.

Ferraillage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

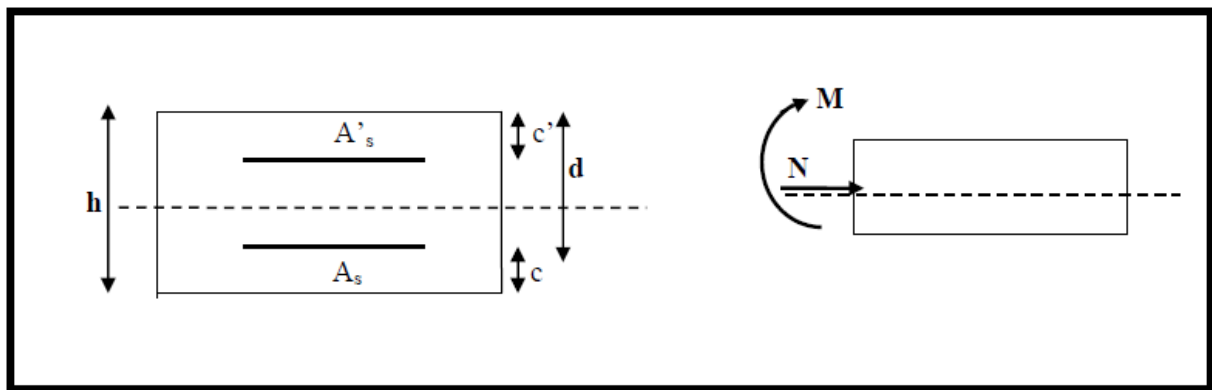


Figure III – 3 Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h – c) : 7cm

M<sub>f</sub> : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité :

$$\text{Calcul de l'excentricité} \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,6} = 0,403 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M<sub>f</sub>)

. Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2,6 \left( 0,403 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 1,25 \text{ KN.m}$$

$g$  : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

**Calcul le moment réduit :**  $\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \theta = 1, \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{1,25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0179 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A).

### **Armatures fictives (Flexion Simple)**

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement

armé  $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 0,00179 \rightarrow \beta = 0,991 \text{ Dans le tableau ou } \alpha = 0,0227$$

$$A_{stf} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0$ , non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieurs due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc. , ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc  $A_{sc} = 0,52 \text{ cm}^2$

### **✓ Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,52 - \frac{2,6 \times 10}{348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :****Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEI 91 modifiée 99)**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

**a) Calcul la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left( \frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st}^{min}$  , la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0,799 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

Avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**III-1-5-2-2) Vérification des espacements :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3).

$$- S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

h = l'épaisseur totale de l'élément .

**Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU

$b$  = Largeur de la bande considérée

$d$  = Hauteur utile de la section.

$V_u = 1,5.q = 1,5.1 = 1,5$  KN

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{ KN/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :**

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-1-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,048 \cdot 10^4} = 0,2368 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,2368 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée. donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**III-1-5-2-5) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**Vérification de la contrainte dans l'acier : (BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \right\}$$

.  $\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 8 \text{ mm}$   $\overline{\sigma_{st}} =$

$$\min \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \left\{ \frac{2}{3} 400 , \max \left( \frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right] \overline{\sigma_{st}} =$$

$$\min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ; \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,291$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 41,18 \\ \beta_1 = 0,911 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 54,611 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,611 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL99/ Art.A.2.1.12).**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} , \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0242$$

$$\sigma_{bc} = 0,0228 \times 54,611 = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**III-1-5-2-7) Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4.A. C_p . W_p \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

$C_p$  : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$$C_p = 0,8 \quad \text{pour les élément en console} \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

$W_p$  = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * (0.6 * 0.1 + 0.2 * 0.07 + 0.03 * 0.2 / 2) = 1,925 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,925 = 0,924 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique  $F_p$ , donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

**\*Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement de l'élément

$L_f$  : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie de la section

$A$  : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{1.(0,1)^3}{12} = 8,33.10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2.l_0 = 2.H = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,4 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33.10^{-5}}} = 48,507$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67.e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min (27,068; 100)]$$

$$\lambda = 48,507 < 50 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

**Conclusion :**

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml =  $2,51\text{cm}^2$  comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml =  $2,51\text{cm}^2$  comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement  $St = 20\text{cm}$ .

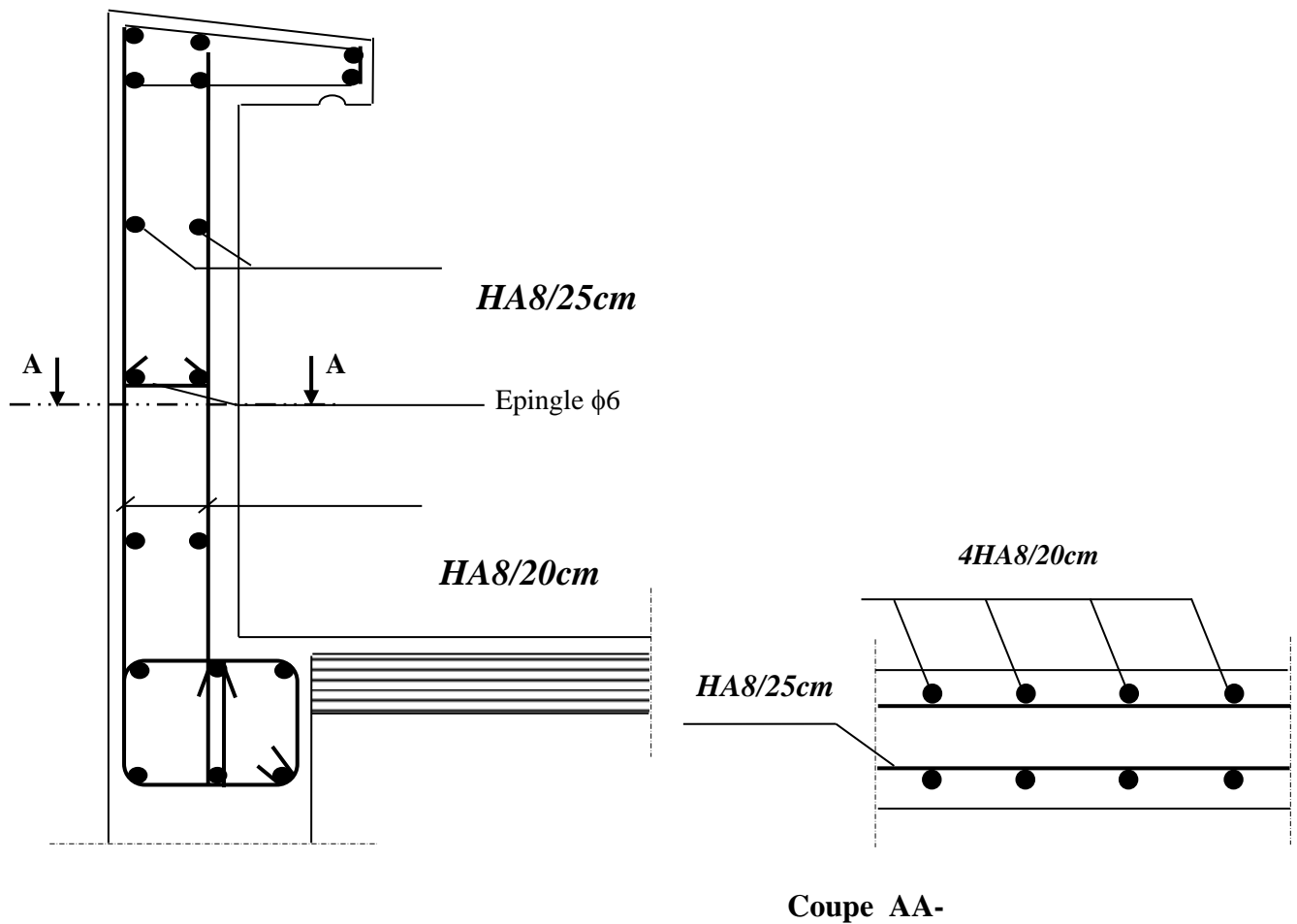


Figure III – 4 Plan de Ferrailage de l'acrotère.

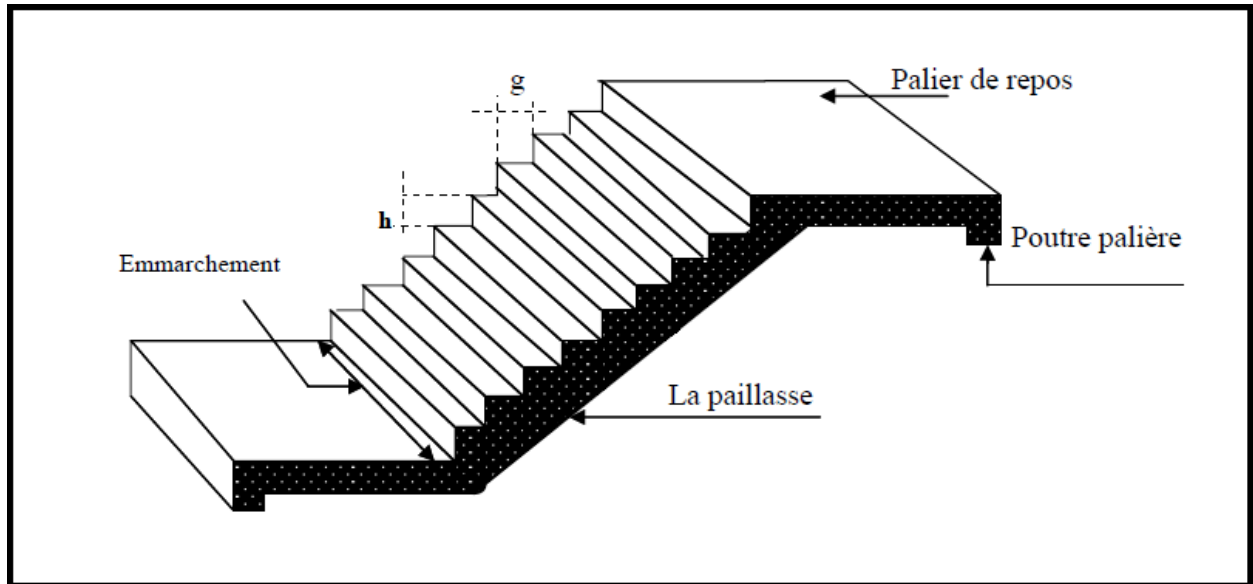


## Les Escaliers

### Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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-5 coupe verticale de l'escalier.*

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- ❖ **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- ❖ **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- ❖ Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

❖ **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- ✓  $g$  : Largeur de la marche.
- ✓  $h$  : Hauteur de la contre marche.
- ✓  $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓  $H$  : hauteur de la volée.
- ✓  $l$  : portée de la paillasse.
- ✓  $l_2$  : largeur du palier.
- ✓  $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- ✓  $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

### **Calcul de l'escalier :**

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

#### **Calcul de n, h et g :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

#### ➤ **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 marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27 \quad n : \text{nombre des contre marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur trois volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

#### ➤ **Le giron g :**

$$g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{2,4}{9-1} = 0,30 \text{ m}$$

#### **b) Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

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

Donc :  $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$

**La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.**

**Épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

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

**Avec :**

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L_1 + L_2$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\text{Tga} = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = 0,5666 \quad \alpha = 29,53^\circ$$

$$L_0 = \frac{2,4}{\cos \alpha} + 100 = 375,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'épaisseur de la paillasse est } \frac{375,83}{30} \leq e_p \leq \frac{375,83}{20}$$

$$12,53 \leq e_p \leq 18,79 \quad \text{On prend : } e_p = 18 \text{ cm}$$

**Nb :** on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

**Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{e_p \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,18 \times 25}{\cos 29,53} \dots\dots\dots = 5,17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids de la marche : } \frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} \dots\dots\dots = 2,12 \text{ KN/ml}$$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0,2 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 18 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{\mathbf{G = 9,35 \text{ KN/ml}}}}$$

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier :  $e_p \times \gamma_b \times 1\text{m} = 25 \times 0,18 \times 1 \dots\dots\dots = 4,5 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $0,02 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{\mathbf{G = 6,36 \text{ KN/ml}}}}$$

**Charges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est

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

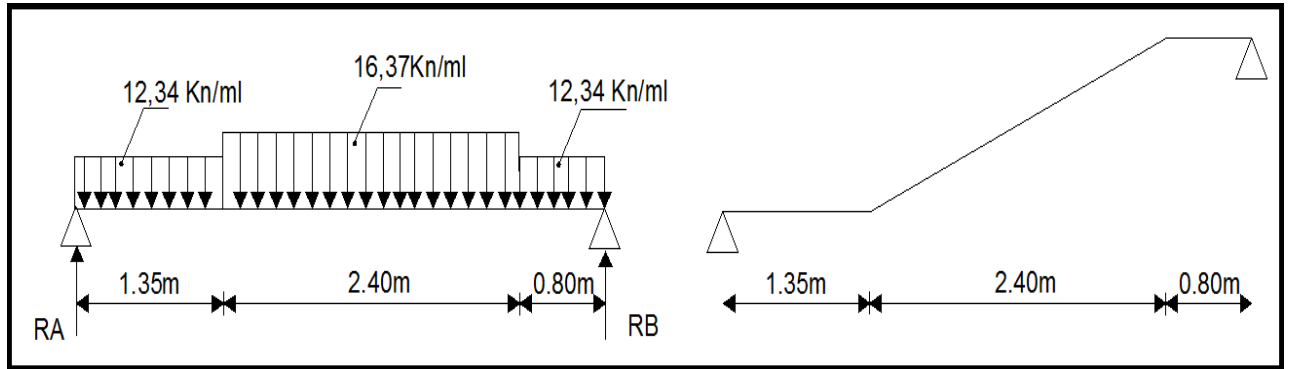
**a) Combinaisons de charge :**

**A l'état limite ultime ELU :  $1,35G + 1,5Q$**

Le palier :  $q_{u1} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = (1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,34 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

La volée :  $q_{u2} = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 9,35 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,37 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

**a) Effort interne :**



**Figure III-6** Schéma statique de l'escalier (ELU)

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_{/y} = (12,34 \times 1,35) + (16,37 \times 2,40) + (12,34 \times 0,80) = 65,82$$

$$R_A + R_B = 65,82 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$4,55R_B - [(12,34 \times 0,675 \times 1,35) + (16,37 \times 2,40 \times 2,55) + (12,34 \times 4,15 \times 0,8)] = 0$$

$$R_B = 33,49 \text{ KN}$$

$$R_A = 65,82 - 33,49 = 32,33 \text{ KN}.$$

**Calcul des efforts internes :**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$**

**Effort tranchant :**

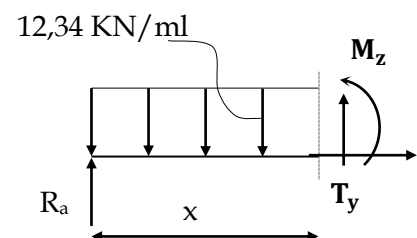
$$T(x) = 12,34x - 32,33$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -32,33 \text{ KN} \\ x = 1,35 & T(1,35) = -15,67 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = 12,34 \frac{x^2}{2} - 32,33 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 1,35 & M(1,35) = 32,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

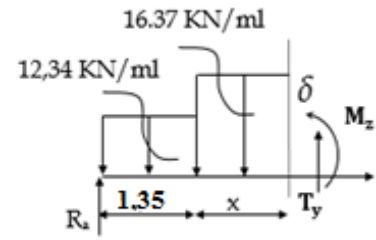


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,75 \text{ m}$

Effort tranchant

$$T(x) = (12,34 \times 1,35) + (x - 1,35) \times 16,37 - 32,33$$

$$\begin{cases} x = 1,35 & T(1,35) = -15,67 \text{ KN} \\ x = 3,75 & T(3,75) = 23,62 \text{ KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 32,33x - (12,34 \times 1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - \left(\frac{(x - 1,35)^2}{2}\right) \times 16,37$$

$$\begin{cases} x = 1,35 & M(1,35) = 32,40 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & M(3,75) = 22,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,8$

$$T(x) = 33,49 - 12,34x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 33,49 \text{ KN} \\ x = 1,15 & T(1,15) = 23,62 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 32,75x - 12,34 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,80 & M(0,80) = 22,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

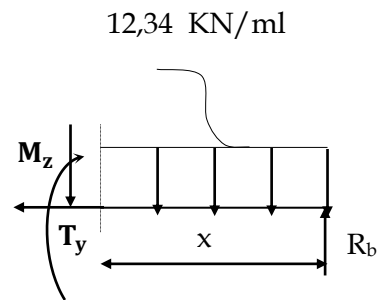


Tableau III -1 Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,35$	0	-32,33	0
	1,35	-15,67	32,40
$1,35 \leq x \leq 3,75$	1,35	-15,67	32,40
	3,75	23,62	22,86
$3,75 \leq x \leq 4,55$	3,75	23,62	22,86
	4,55	33,49	0

Moment fléchissant maximum :

$$T(x) = (12,34 \times 1,35) + (x - 1,35) \times 16,37 - 32,33 = 0$$

La distance correspondent au moment max est :  $x = \frac{18,56}{12,34} = 2,30 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{\max} = -(16,37 \times 2,40) \times \left(2,30 - \frac{2,40}{2}\right) - \left(\frac{(2,30 - 2,40)^2}{2}\right) \times 12,34 + 32,33 \times 2,30$$

$$M_{\max} = 31,10$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\max}$ , au niveau des appuis et en travée.

$M_{\max}$  aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 31,10 = -9,33 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}$  en travée :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 31,10 = 26,44 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

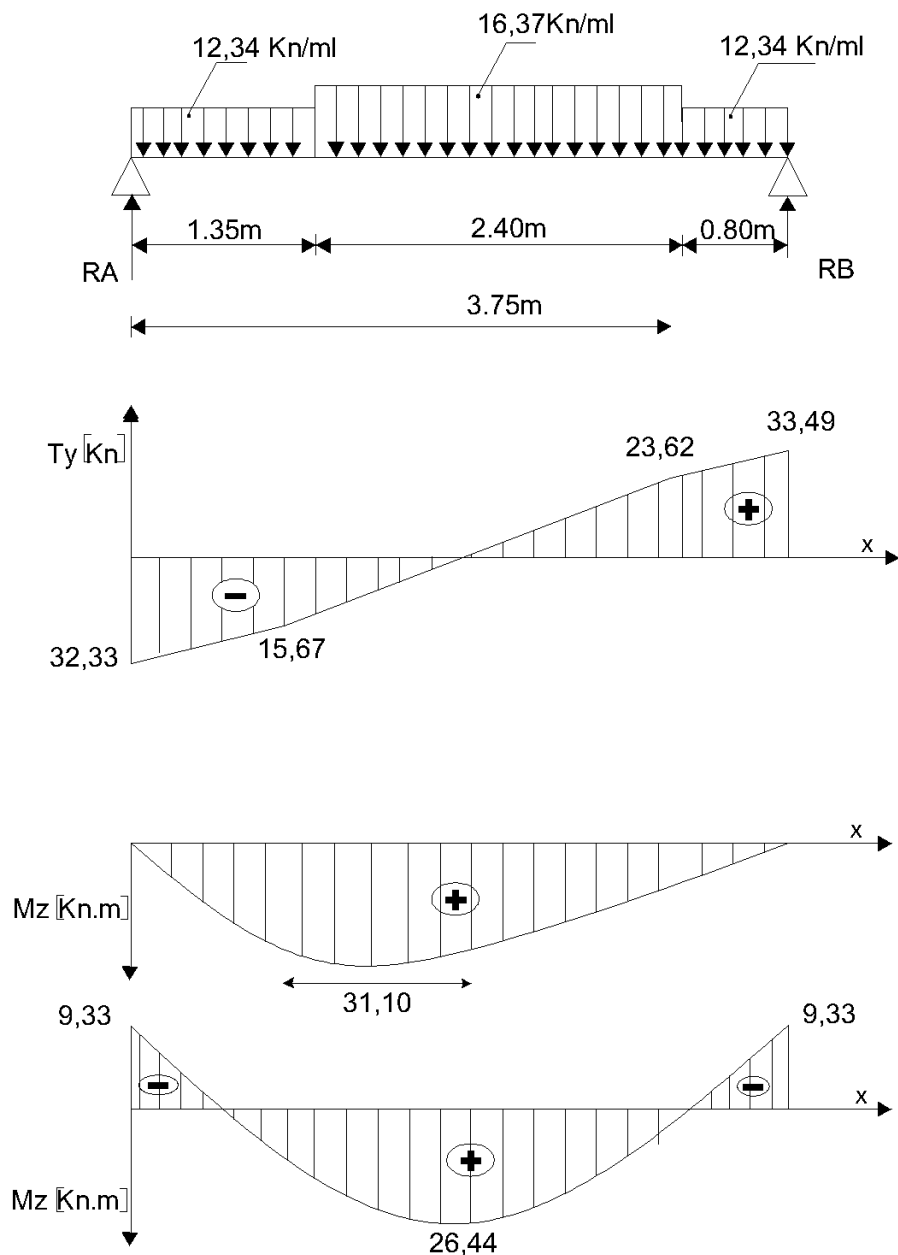


Figure III-7 Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.

**Ferraillage :****Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 16 \text{ cm} ; H = 18 \text{ cm} ; C = C' = 3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_{max}^A = 9,33 \text{ KN.m}$$

**✓ Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,33 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$0.026 < \mu_{id} = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu = 0.028 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,33 \times 10^3}{0.987 \times 16 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**• Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\checkmark \text{ En travée : } M_{max}^t = 26,44 \text{ KN.m}$$

**• Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,44 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_{id} = 0.392$$

$$\mu_a = 0,072 < \mu_i = 0,392 \quad \Rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu = 0.078 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,44 \times 10^3}{0,963 \times 16 \times 348} = 4,93 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**• Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10  $\Rightarrow A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELU.****Condition de non fragilité du béton de la section minimale****(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

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

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$ .

**Calcul de la section minimale.**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_{adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$A_{adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3) :**

- **Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\text{avec : } \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 33.49 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{33.49 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.209 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_u = 0.209 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

il n'y a Pas de risque de cisaillement.

**❖ Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $L_s$  est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4 L_s$  pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$$



❖ *Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).*

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec :  $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

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

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{29,16 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 184,4} = 1,098 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,098 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ *Influence de l'effort tranchant.*• *Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).*

$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer}$

$$A = \left( T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left( 33,49 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,963 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,963 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).*

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$$

$$T_{max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0 = 100 \text{ cm}$  (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 160}{1,5} = 96 \times 10^4 \text{ N} = 960 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 33,49 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'état limite de service ELS :  $G + Q$** 

Le palier :  $q_{u_1} = G_p + Q_p = (6,36 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

La volée :  $q_{u_2} = G_v + Q_v = (9,35 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,85 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

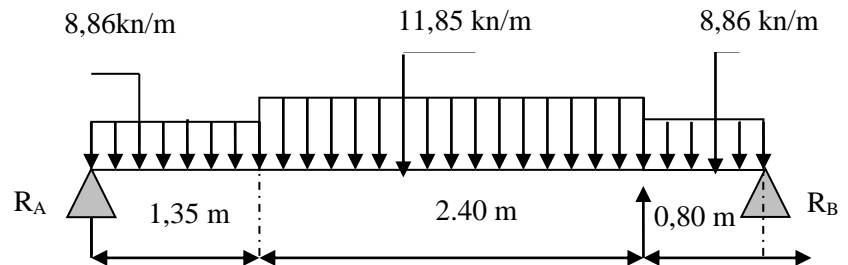
**a) Effort interne :**

Figure III-8 Schéma statique de l'escalier (ELS)

**a) Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_y = (8,86 \times 1,35) + (11,85 \times 2,4) + (8,86 \times 0,8) = 47,49$$

$$R_A + R_B = 47,49 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$4,55 R_B - [(8,86 \times 1,35 \times 0,675) + (11,85 \times 2,4 \times 2,55) + (8,86 \times 0,8 \times 4,15)] = 0$$

$$R_B = 24,18 \text{ KN}$$

$$R_A = 47,49 - 24,18 = 23,31 \text{ KN}.$$

**Calcul des efforts internes :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

**Effort tranchant :**

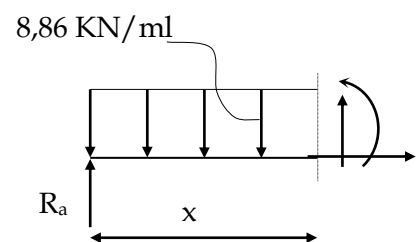
$$T(x) = 8,86x - 23,31$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -23,31 \text{ KN} \\ x = 1,35 & T(1,35) = -11,35 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = 23,31x - 8,86 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 1,35 & M(1,35) = 23,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

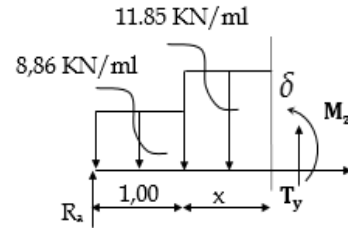


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,75 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$T(x) = (8,86 \times 1,35) + (x - 1,35) \times 11,85 - 23,31$$

$$\begin{cases} x = 1,35 & T(1,35) = -11,35 \text{ KN} \\ x = 3,75 & T(3,75) = 17,09 \text{ KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 23,31x - (8,86 \times 1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - \left(\frac{(x - 1,35)^2}{2}\right) \times 11,85$$

$$\begin{cases} x = 1,35 & M(1,35) = 23,39 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & M(3,75) = 16,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0,8$**

$$T(x) = 8,86x - 24,18$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -24,18 \text{ KN} \\ x = 0,8 & T(0,8) = -17,09 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 8,86 \frac{x^2}{2} - 24,18x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,8 & M(0,8) = 16,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

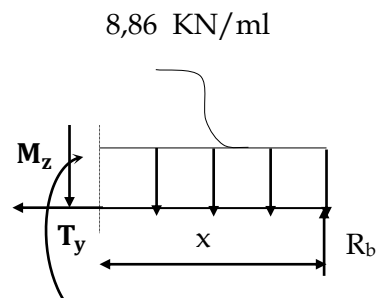


Tableau III – 2 Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1$	0	-23,31	0
	1	-11,35	23,39
$1 \leq x \leq 3,4$	1	-11,35	23,39
	3,40	17,09	16,50
$3,4 \leq x \leq 4,55$	3,40	17,09	16,50
	4,55	24,18	0

Moment fléchissant maximum :

$$T(x) = (8,86 \times 1,35) + (x - 1,35) \times 11,85 - 23,31 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{20,12}{11,85} = 1,70 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{\max} = -(11,85 \times 2,40) \times \left(1,70 - \frac{2,40}{2}\right) - \left(\frac{(1,70 - 2,40)^2}{2}\right) \times 8,86 + 23,31 \times 1,70$$

$$M_{\max} = 23,24$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\max}$ , au niveau des appuis et en travée.

$M_{\max}$  aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 23,24 = -6,98 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}$  en travée :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 15,60 = 19,75 \text{ KN.m}$$

❖ *Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :*

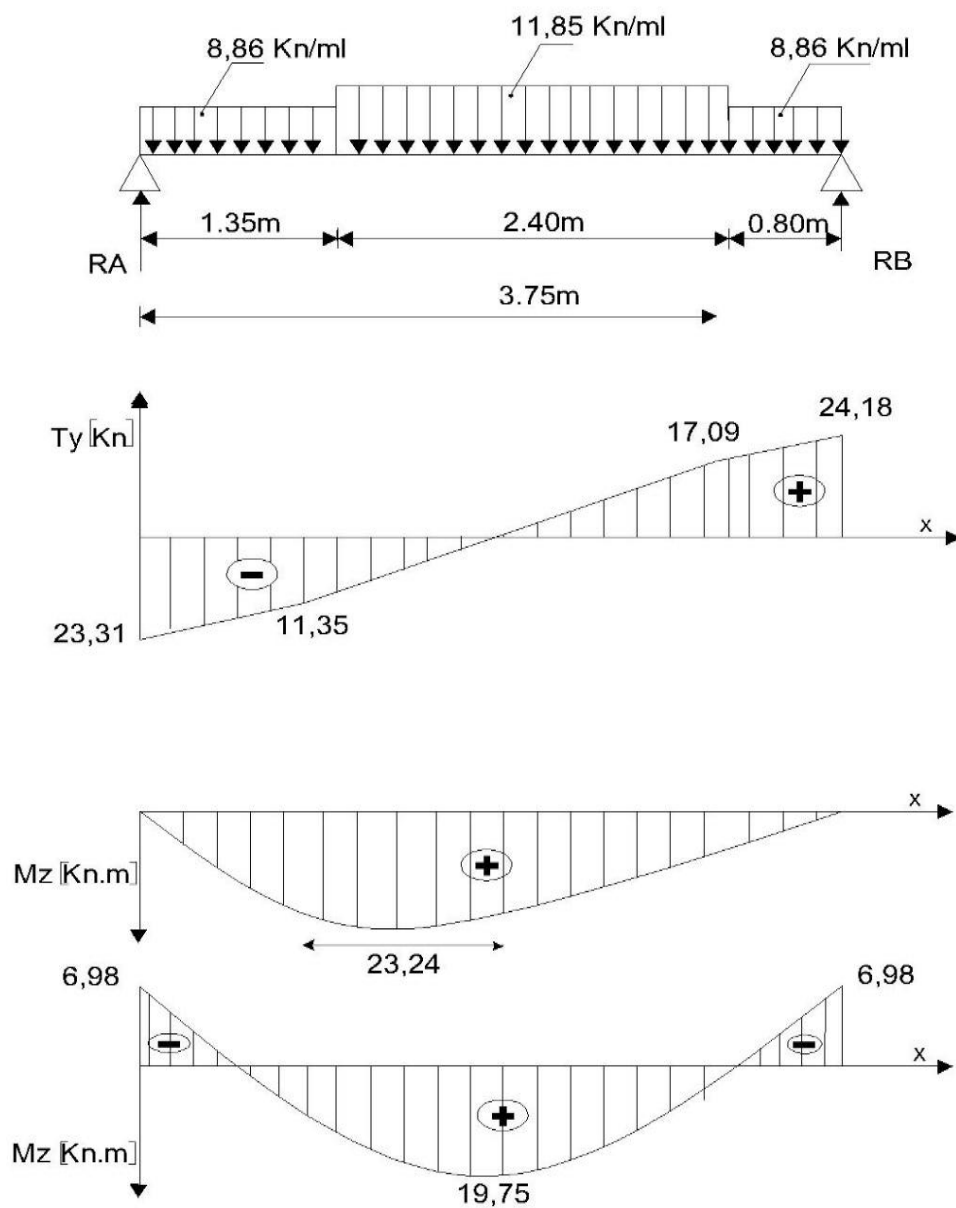


Figure III-9 Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS.

**a) Vérification à l'ELS.** $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton• **Aux appuis :**✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 6,98 \text{ KN.m} ; d = 16 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,35 \\ \beta_1 = 0,908 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,98 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 5,65} = 85,04 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,35} = 0,0254$$

$$\sigma_{bc} = 0,0254 \times 57,03 = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **En travée :**✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_t = 19,75 \text{ KN.m} ; d = 16 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,35 \\ \beta_1 = 0,908 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{19,75 \times 10^3}{0,908 \times 16 \times 5,65} = 240,60 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 240,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,35} = 0,0254$$

$$\sigma_{bc} = 0,0254 \times 161,53 = 4,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)**

On doit vérifier que :  $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 11,85 \text{ KN/ml}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$l = 2,40 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

$E_v$  : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (9,31^3 + 8,69^3) + 15 \times 5,65 \times (8,69 - 2)^2 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,85 \times 4,15^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,0046 \text{ m} = 0,46 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{2,40}{500} = 0,48$$

$$f = 0,46 < \bar{f} = 0,48 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour le ferrailage suivant :

- **Aux appuis :**
  - ❖ *Armatures principales :* 5HA12 *espacement* = 25 cm
  - ❖ *Armatures de répartition :* 5HA10 *espacement* = 25 cm
- **En travée :**
  - ❖ *Armatures principales :* 5HA12 *espacement* = 25 cm
  - ❖ *Armatures de répartition :* 5HA10 *espacement* = 25 cm

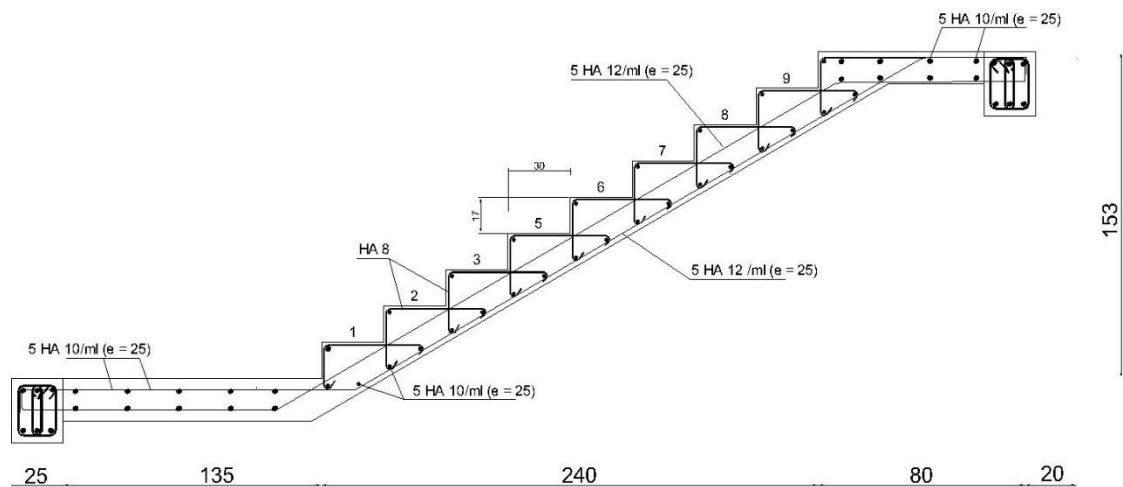


Figure III-10 ferrailage des escaliers.

### III.1.1 Introduction :

Notre structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

- ❖ Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4cm.
- ❖ Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche espacée de 65cm.

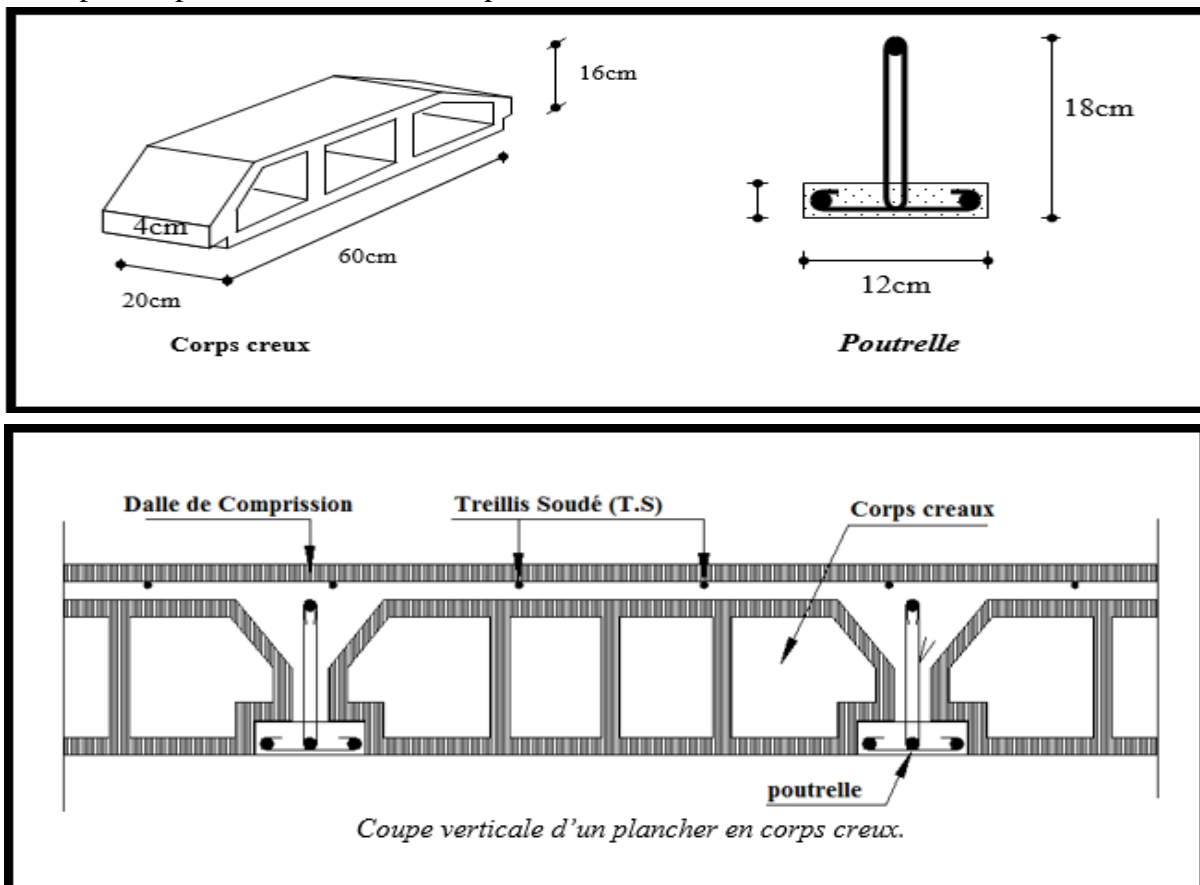


Figure III.11 Coupe verticale d'un plancher corps creux

#### Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (TL 520;  $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ ) avec :  $f_e = 520 \text{ MPa}$  et une épaisseur courante de 4cm environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

- ❖ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.



❖ *Calcul des Armatures :*

**a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec :  $l = 65 \text{ cm}$ : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$  : Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

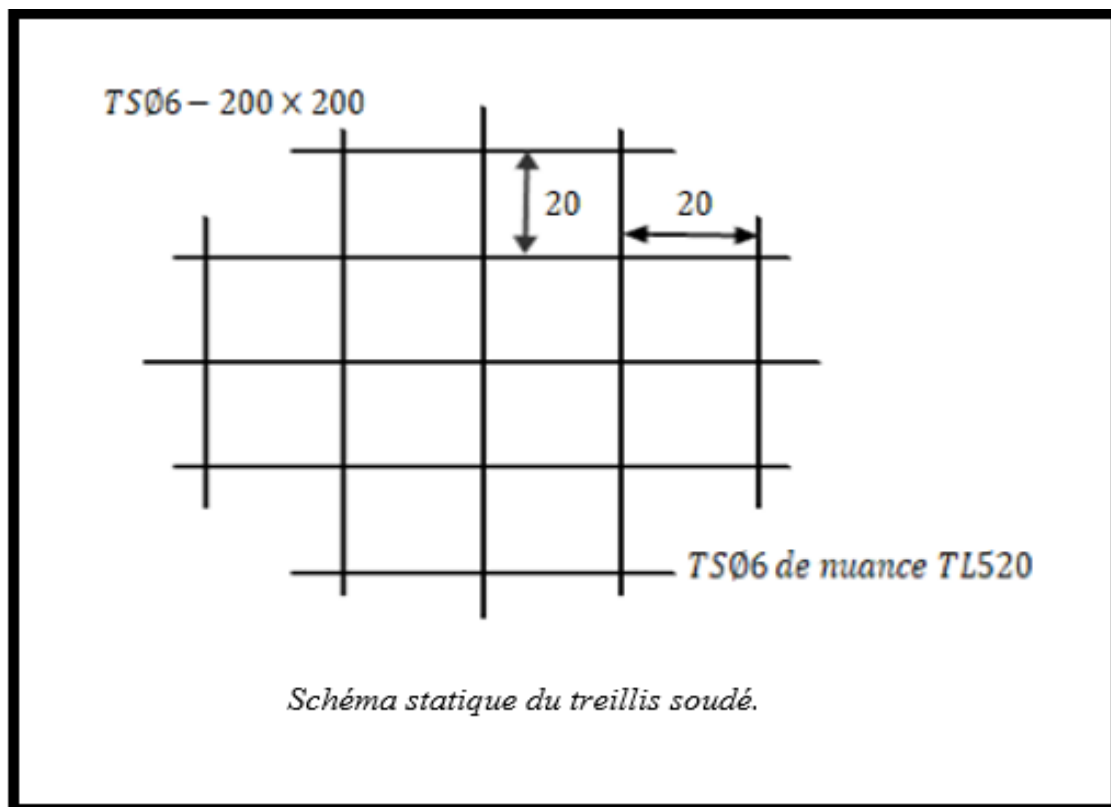
**b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression

un treillis soudé (TL520) de dimension  $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$ .



**Figure III.12** schéma statique du treillis soudé

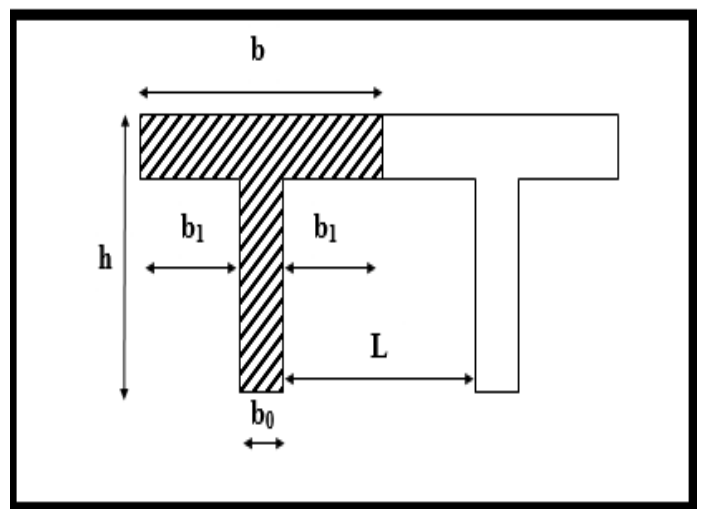
**Etude de la poutrelle :****Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles successives ( $l' = 65\text{cm}$ ).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

- $b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12\text{ cm}$ .
- $b$  : Distance entre axes des poutrelles.
- $L$  : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L = 65 - 12 = 53\text{ cm}$ .
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $l_1 = 3,5\text{m}$ .
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4\text{ cm}$ .
- $h$  : hauteur totale de plancher.



**Figure III.13** caractéristique géométrique de la section en T.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{355}{10} = 35,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{355}{2} = 118,33\text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5\text{ cm}$$

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

**Calcul de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles successives ( $b = 65\text{cm}$ ).

**1<sup>er</sup> Etape : avant le coulage :**

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas la panne de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droits.

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

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

**1) Chargement :****Terrasse inaccessible :**

$$G = 4,64 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.50 \text{ kN/ml}$$

**Etage courant :**

$$G = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}$$

**Sous-Sol :**

$$G = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml}$$

**❖ Calcul des charges est surcharges revenant aux poutrelles :**

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q \quad P_u = q_u \times l'$$

$$ELS : q_s = G + Q \quad P_s = q_s \times l' \quad \text{avec } l' = 0,65 \text{ m}$$

**Tableau III -3** Charges est surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	$G(\text{KN/m}^2)$	$Q(\text{KN/m}^2)$	$q_u$ ( $\text{KN/m}$ )	$P_u$ ( $\text{KN/m}$ )	$q_s$ ( $\text{KN/m}$ )	$P_s$ ( $\text{KN/m}$ )
<i>Terrasse</i>	4,64	1	7,764	5,0466	5,64	3,666
<i>Etage courant</i>	4,32	1,5	8,082	5,2533	5,82	3,783
<i>Sous-Sol</i>	4,32	2,5	9,582	6,2283	6,82	4,433

❖ *Choix de la méthode :*

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

a) *Méthode forfaitaire :*

✓ *Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.210 BAEL 91 modifiée99).*

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max \left( 2G ; 5 \frac{KN}{ml} \right)$$

$$Q = 2,5 \frac{KN}{ml} \leq \max \left( 2G ; 5 \frac{KN}{ml} \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  
..... Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ..... Condition vérifiée.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

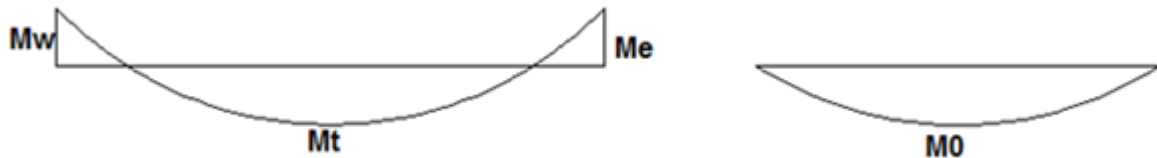
$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{4,55}{4,05} = 1,12 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{4,05}{4,1} = 0,987 < 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.1}$$

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

✓ **Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

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



**Figure III-14 :** diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

✓ **Exposé de la méthode :**

La valeur  $M_t$  doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- a) *Moment en travées :*  $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- b) *Moment en travées Intermédiaire :*  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- c) *Moment en travées de Rive :*  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

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

$L$  : Longueur entre nus d'appuis.

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

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

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

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

- Pour les poutres de deux travées  $\geq 0,6 M_0$ .
- Pour les poutres plus de deux travées :
  - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à  $\geq 0,5 M_0$ .
  - Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à  $\geq 0,4 M_0$ .

❖ Calcul des efforts internes à l'ELU :

Tableau III - 4 Efforts internes à ELU

Plancher	Type	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
RDC	<b>I</b>			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
		1			0,3	2,94	0,37		0	11,06	0	11,61
		2	3,55	9,81	0,5	4,91	0,37	6,97	-11,06	10,74	-10,50	10,43
		3	3,45	9,27	0,4	3,82	0,37	5,93	-10,74	10,90	-11,06	10,90
		4	3,5	9,54	0,4	3,82	0,37	6,77	-10,90	9,65	-10,90	9,65
		5	3,1	7,48	0,4	3,82	0,37	4,49	-9,65	10,90	-9,65	11,17
		6	3,5	9,54	0,5	4,77	0,37	6,30	-10,90	10,90	-10,63	10,35
		7	3,5	9,54	0,3	2,86	0,37	6,77	-10,90	0	-11,44	0
	<b>II</b>	1			0,3	2,78	0,37		0	10,74	0	11,32
		2	3,45	9,27	0,5	4,77	0,37	6,51	-10,74	10,90	-10,17	10,63
		3	3,5	9,54	0,4	3,82	0,37	6,30	-10,90	9,65	-11,17	9,96
		4	3,1	7,48	0,5	4,77	0,37	4,01	-9,65	10,90	-9,35	10,35
		5	3,5	9,54	0,3	2,86	0,37	6,77	-10,90	0	-11,44	0
	<b>III</b>	1			0,3	2,94	0,37		0	11,06	0	11,61
		2	3,55	9,81	0,5	4,91	0,37	6,97	-11,06	10,74	-10,50	10,70
		3	3,45	9,27	0,5	4,77	0,37	5,45	-10,74	10,90	-10,78	10,35
		4	3,5	9,54	0,3	2,86	0,37	6,77	-10,90	0	-11,44	0
	<b>IV</b>	1			0,3	2,86	0,37		0,00	10,90	0,00	11,72
		2	3,5	9,54	0,6	5,72	0,37	6,30	-10,90	10,90	-10,08	10,08
		3	3,5	9,54	0,3	2,86	0,37	6,30	-10,90	0	-11,72	0

Type	Les diagrammes des moments	Les diagrammes des efforts tranchants
<i>I</i>		
<i>II</i>		

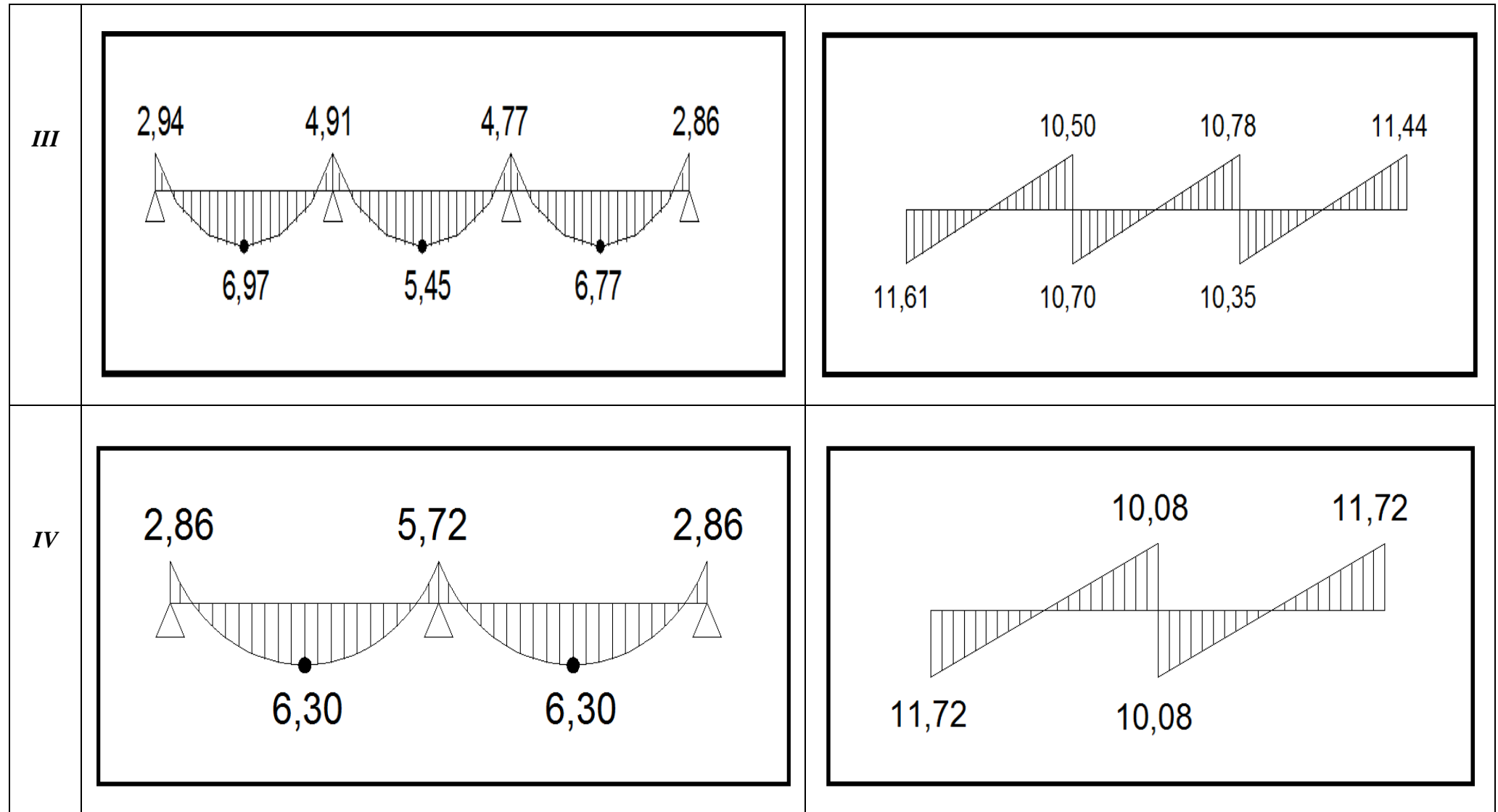


Figure III-15 : Diagrammes des efforts interne à ELU



❖ Calcul des efforts internes à l'ELS :

Tableau III -5 Efforts internes à ELS

Plancher	Type	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
RDC	I			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
		1			0,3	2,10	0,37		0	11,06	0	11,45
		2	3,55	6,98	0,5	3,49	0,37	4,96	-11,06	10,74	-10,66	10,52
		3	3,45	6,60	0,4	2,72	0,37	4,22	-10,74	10,90	-10,97	10,90
		4	3,5	6,79	0,4	2,72	0,37	4,82	-10,90	9,65	-10,90	9,65
		5	3,1	5,33	0,4	2,72	0,37	3,20	-9,65	10,90	-9,65	11,09
		6	3,5	6,79	0,5	3,39	0,37	4,48	-10,90	10,90	-10,71	10,51
		7	3,5	6,79	0,3	2,04	0,37	4,82	-10,90	0	-11,29	0
	II	1			0,3	1,89	0,39		0	10,74	0	11,11
		2	3,45	6,13	0,5	3,16	0,39	4,32	-10,74	10,90	-10,38	10,72
		3	3,5	6,31	0,4	2,52	0,39	4,21	-10,90	9,65	-11,08	9,97
		4	3,1	4,95	0,5	3,49	0,39	2,52	-9,65	10,90	-9,34	10,50
		5	3,5	6,31	0,3	2,10	0,39	4,25	-10,90	0	-11,30	0
	III	1			0,3	2,10	0,37		0	11,06	0	11,45
		2	3,55	6,98	0,5	3,49	0,37	4,96	-11,06	10,74	-10,66	10,72
		3	3,45	6,60	0,5	3,39	0,37	3,88	-10,74	10,90	-10,77	10,51
		4	3,5	6,79	0,3	2,04	0,37	4,82	-10,90	0	-11,29	0
	IV	1			0,3	2,04	0,37		0	10,90	0	11,48
		2	3,5	6,79	0,6	4,07	0,37	4,48	-10,90	10,90	-10,32	10,32
		3	3,5	6,79	0,3	2,04	0,37	4,48	-10,90	0	-11,48	0

Type	Les diagrammes des moments	Les diagrammes des efforts tranchants
<b>I</b>		
<b>II</b>		

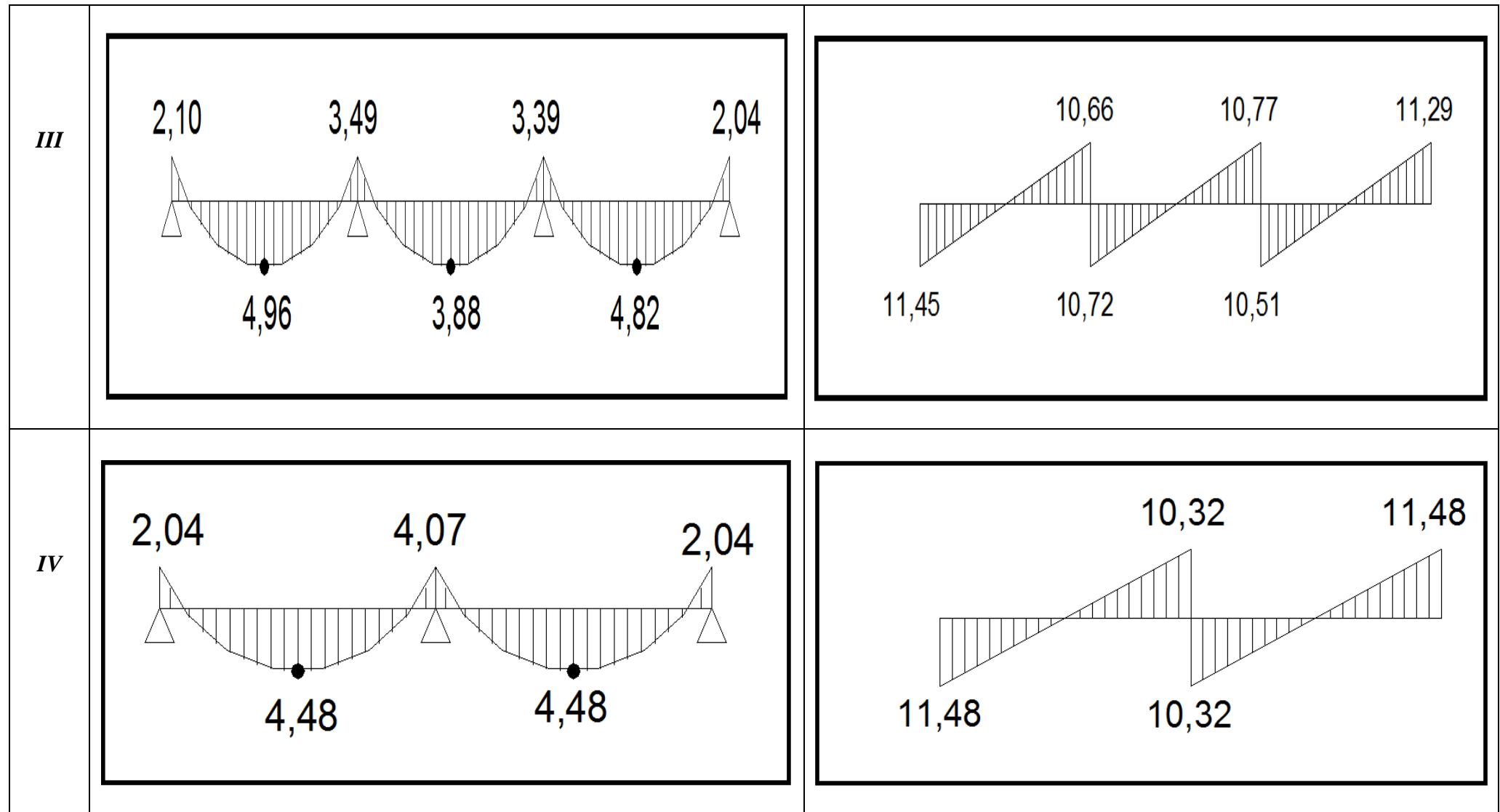


Figure III-16 Diagrammes des efforts interne à ELS.

❖ *Calcul des Armatures à l'ELU :*

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :

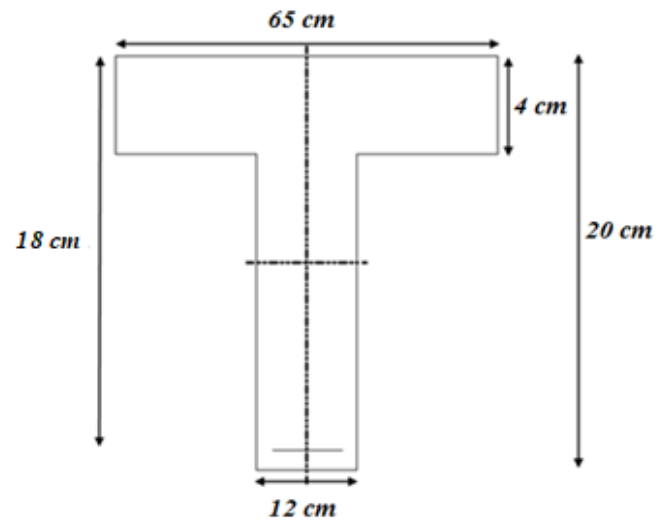
$$b = 65 \text{ cm} ,$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ,$$

$$h = 20 \text{ cm} ,$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ,$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}.$$



**Figure III- 17 :** Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

**Position de l'axe neutre :**

Si :  $M_T > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

$M_T < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

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

$$M_T = 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^2 = 59,072 \text{ KN m}.$$

**Remarque :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximums.

$$\begin{cases} M_{max}^t = 6,97 \text{ KN m}. \\ M_{max}^a = 5,72 \text{ KN m}. \end{cases}$$

$M_{max}^t = 6,97 \text{ KN m} < M_T = 59,072 \text{ KN m} \Rightarrow$  Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Tée sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$ .

✓ **Calcul des Armatures longitudinales :**• **En travées :**

$$M_{max}^T = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,97 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,97 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures :  $2HA10 \Rightarrow A_{Ap} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

• **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,72 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,945$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,72 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature:  $1HA10 + 1HA10 \text{ chap} \Rightarrow A_{Ap} = 0,79 \text{ cm}^2 + 0,79$ .

✓ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (*Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99*).

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

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 8; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 8; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

On opte pour une section d'armature  $2HA8 \Rightarrow A_{Ap} = 1,01 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en  $\phi 8$ .

✓ **Espacement des Armatures (*Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99*) :**

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- ✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).**

○ **Calcul de la section minimale :**

• **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

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

✓ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 11,72 \text{ KN.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

• **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11,72 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,542 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

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

• **En travée :**

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

$$\tau_{se} = \frac{11,72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,72 \times 10^3}{0,9 \times 31,40 \times 180} = 2,30 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,30 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton :**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_0$$

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

$$V_u^{max} = 11,72 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_0 = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les armatures :**

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

$$A_a = \frac{1,15}{40} \times \left( 11,72 + \frac{-6,97}{0,9 \times 0,180} \right) = -0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_a = -0,90 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à effectuer.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton

- **Aux appuis :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 4,07 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,719$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,65 \\ \beta_1 = 0,877 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,07 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 164,22 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 164,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 131,28 = 5,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_t = 4,96 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,7268$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,49 \\ \beta_1 = 0,876 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,96 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 200,35 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 223,38 = 8,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

la fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.



❖ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 6,34 \times \frac{3,55^2}{8} = 6,98 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0,056 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0,056 > \frac{4,96}{15 \times 6,98} = 0,047 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

**Conclusion :**

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 2HA10  
1HA10
- Aux appuis : 2HA10  
1HA10 + 1HA10 Chap

❖ Armatures transversales :

- Etrier HA 8

❖ Treillis soudé : TS Ø6 – 200 \* 200

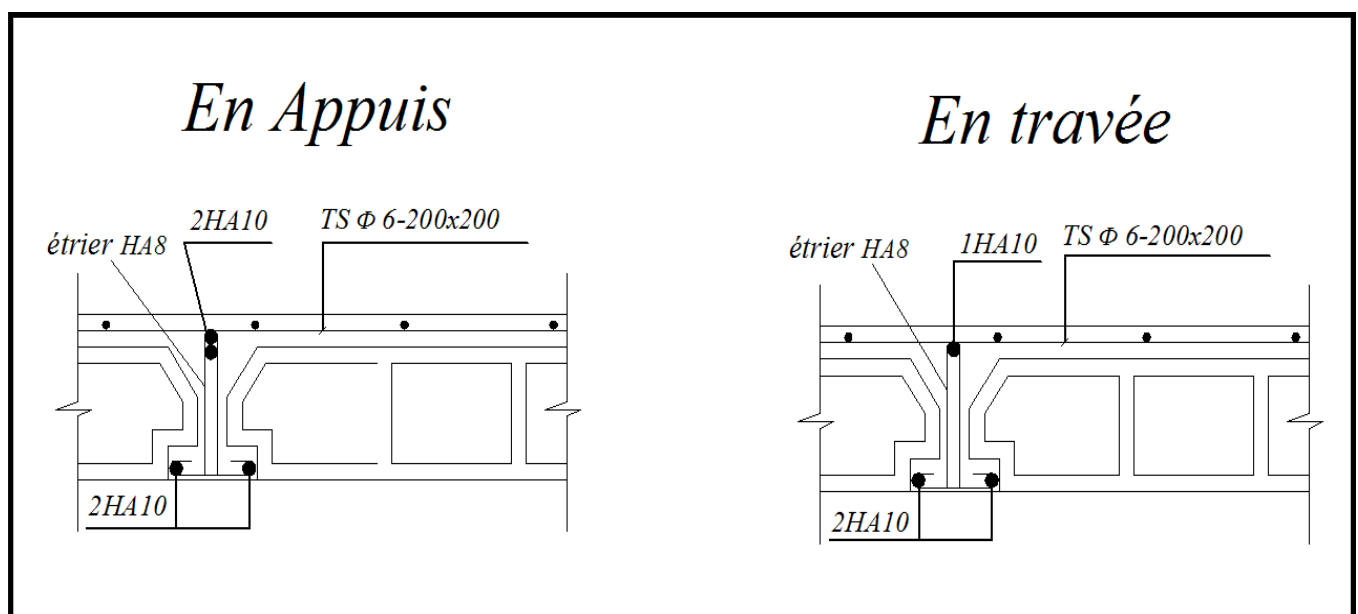


Figure III- 18 : Ferrailage du plancher à corps creux.

### III.4 Calcul de la salle machine

#### III.4.1 Introduction

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions  $(2 \times 3,1 = 6,2 \text{ m}^2)$  appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle  $\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm} \\ V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$  engendré par le système de levage.

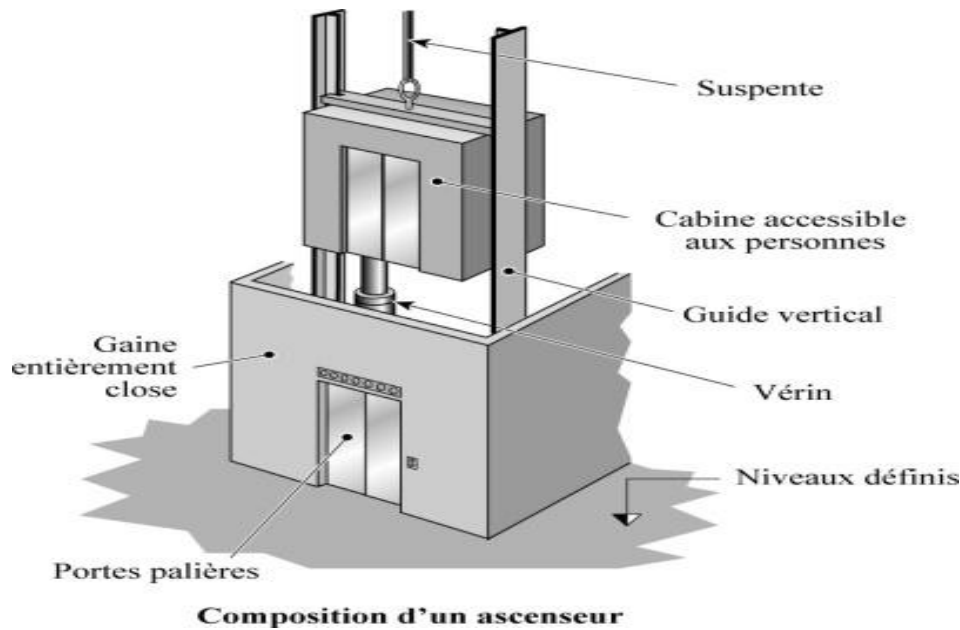


Figure III-19 Composition d'un ascenseur.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90kN).

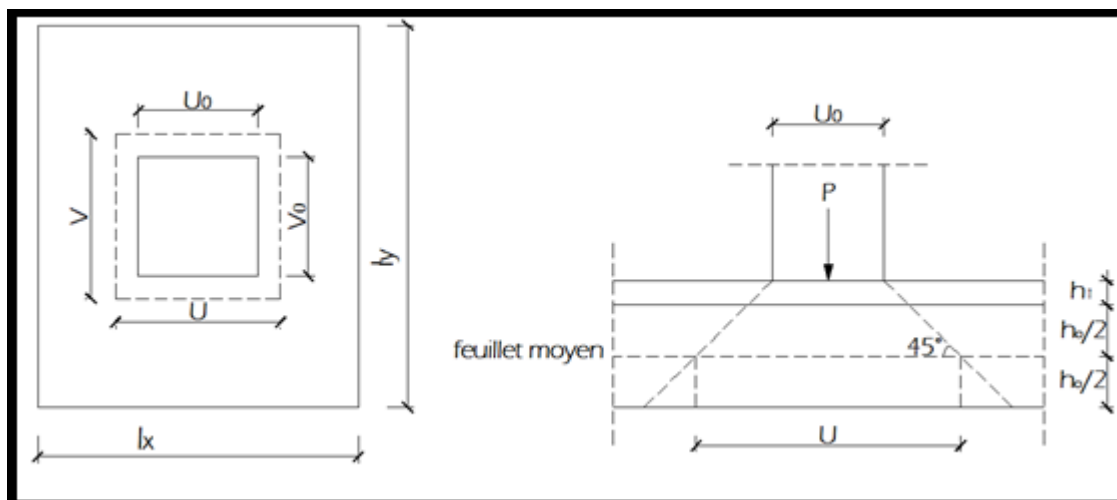


Figure III- 20 Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine .

### III.4.2 Calcul de la dalle pleine

#### A. Dimensionnement de la dalle

$$\begin{cases} L_x = 2,5 \text{ m} \\ L_y = 3,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = L_x \times L_y = 2,5 \times 3,1 = 7,75 \text{ m}^2$$

#### B. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante:

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{250}{30} = 8,33 \text{ cm.}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99 Version 2003**), nous adoptons une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$

### III.4.3 Principe de calcul

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

**Avec :**

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ .

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

**P** : intensité de la charge concentrée ;

**U** et **V** : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

#### A. Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle. ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$\xi$  : Coefficient de revêtement.  $\Rightarrow \xi = 1$  (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$U_0, V_0$  : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée ( $U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$ ).

$$\begin{cases} U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \\ V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

**B. Détermination des sollicitations :**

Poids propre de la salle  $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$  (bande de 1m de largeur) .

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

➤ **A l'ELU :**

$$Pu = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (charge concentrée du système de levage).}$$

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (charge uniformément répartie)}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

**III.4.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU) :****A. Calcul des moments au centre du panneau.**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{310} = 0,8 \rightarrow \begin{matrix} 0,4 \leq \rho = 0,8 \leq 1 : \text{le panneau de dalle travail dans les deux sens.} \\ \rho = 0,8 \end{matrix}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{250} = 0,4 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{310} = 0,3 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,134 \\ M_2 = 0,101 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,134 + 0) = 16,28 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = Pu(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0 + 0,101) = 12,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**B. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0,4 \leq \rho = 0,8 \leq 1$  : le panneau de dalle travail dans les deux sens.

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91 modifié 99)**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x qu l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec:

$M_{x2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$  ;

$M_{y2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$  ;

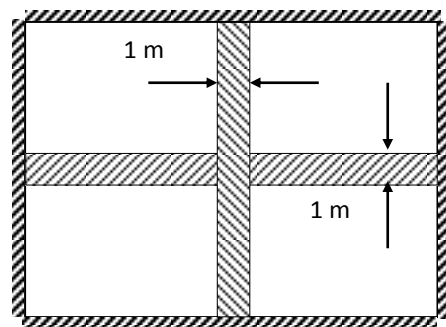
$\mu_x$  et  $\mu_y$ : Coefficient donnés en fonction de  $\rho$  et  $\nu$ .

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \nu = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times 2,5^2 = 2,32 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 2,32 = 1,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16,28 + 2,32 = 18,60 \text{ KN m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,27 + 1,38 = 13,65 \text{ KN m} \end{cases}$$

**Remarque**

A fin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $L_x$  :****En travées**

$$M_x^t = 0,85 \times 18,6 = 15,81$$

**Aux appuis**

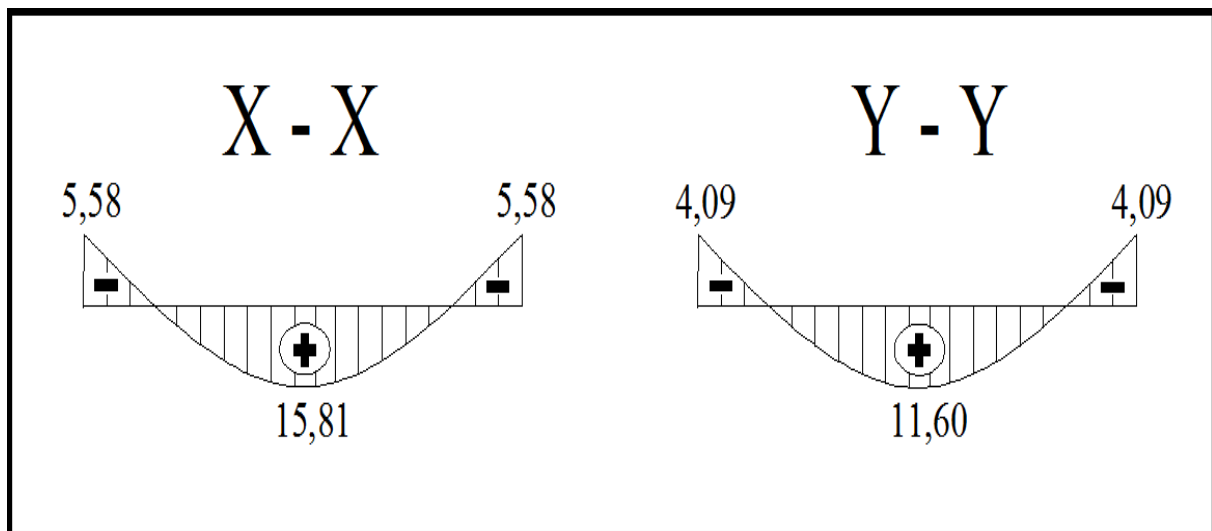
$$M_x^a = -0,3 \times 18,6 = -5,58.$$

**Sens  $L_y$** **En travées**

$$M_y^t = 0,85 \times 13,65 = 11,60.$$

**Aux appuis**

$$M_y^a = -0,3 \times 13,65 = -4,09.$$



**Figure III-21:** Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

### III.4.5 Ferrailage à L'ELU :

#### Détermination de la section des armatures

##### a. Dans le sens de la petite portée (X-X)

##### En travée

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :  
 $b=100$  cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad M_x^t = 15,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,81 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,064 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,81 \times 10^3}{0,967 \times 13 \times 348} = 3,48 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA12  $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

##### Aux appuis :

$$M_x^a = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,58 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,58 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

##### b. Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

##### En travée :

$$M_y^t = 11,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,60 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,60 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12  $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

##### Aux appuis :

$$M_y^a = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,09 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{4,09 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

## III-4-5 Vérification à L'ELU :

**A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) :**

Les condition 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 acier, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \\ \text{Et } W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$  : section totale de béton.

$W_x$  et  $W_y$  : Les Taux minimaux d'acier en travée dns le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

$\rho_0$  = Rapport du volume des aciers à celui du béton  $\rho_0 = 0,0008$  pour des barres à hautes adhérence de classe FeE400.

**a. Sens (X-X) :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x \geq \frac{0,0008 \times (3 - 0,6)}{2} \times 100 \times 15 = 1,44 \text{ cm}^2$$

En travées :  $A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_{adoptée} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**b. Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

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

En travées :  $A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_{adoptée} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**B. Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21) :**

On doit vérifier que  $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$ .

$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ .  $\rightarrow$  vérifier.

**C. Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(Charges concentrées)

**a. Armatures principale:**

$$S_t \leq \min (2h; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié99 (Art A.5.2.42) :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $P_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 1,35(90) = 121,5 \text{ kN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25000}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

**D. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.2) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}.$$

**Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kN}.$$

**Au milieu de V :**

On a :

$$V_u = \frac{P_u}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN}.$$

$$\text{NB : } V_u = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,285 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$



**III-4-6 Calcul à l'état limite de service (l'ELS) :****a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,134 + 0,2 \times 0,101) = 13,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,101 + 0,2 \times 0,134) = 11,50 \text{ kN.m}$$

**b. Évaluation des moments  $M_{x2}$  ;  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ v = 0,2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0632 \quad (\text{RPA99 Version 2003/ Tabl 1.3}) \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,6 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (2,5)^2 = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{x2} = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,710 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,710 \times 1,87 = 1,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 1,32 \text{ kN.m}$$

**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,87 + 1,87 = 15,74 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,50 + 1,32 = 12,82 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $L_x$** **En travées**

$$M_x^t = 0,85 \times 15,74 = 13,37 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

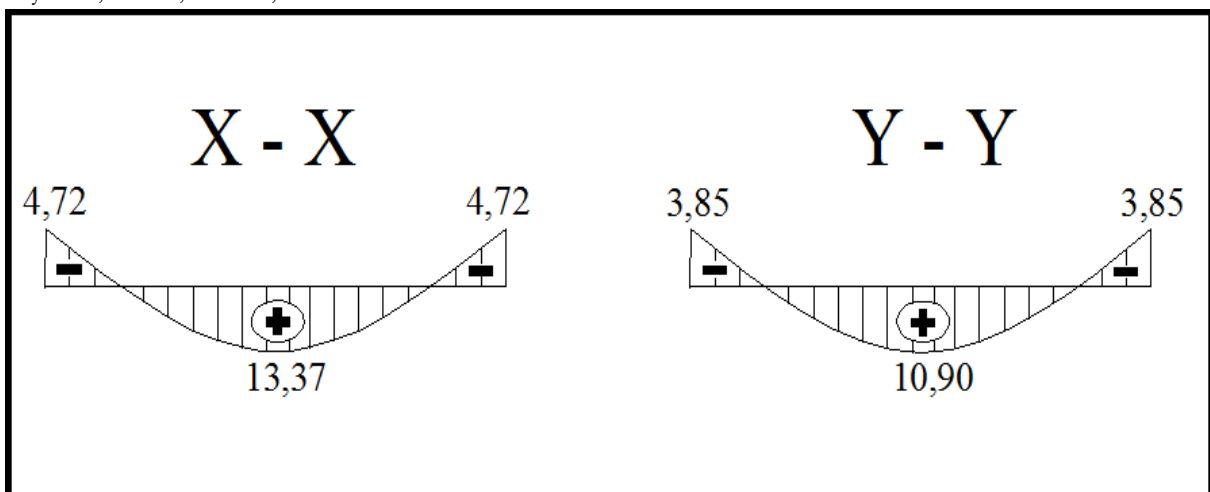
$$M_x^a = 0,3 \times 15,74 = -4,72 \text{ kN.m}$$

**Sens  $L_y$** **En travées**

$$M_y^t = 0,85 \times 12,82 = 10,90 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

$$M_y^a = 0,3 \times 12,82 = -3,85 \text{ kN.m}$$



**Figure III-22 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS**

**III-4-7 Vérification à l'ELS :****A. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**B. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :****a. Sens (X-X)****En travée**

$$M_t = 13,37 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{13,37 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 236,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236,66}{33,08} = 7,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 4,72 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 76,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76,96}{170,2} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Sens (Y-Y)****En travée**

$$M_t = 10,90 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{10,90 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 157,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,84}{33,08} = 4,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 3,85 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3,85 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 51,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,25}{170,2} = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

-  $h$  : hauteur de dalle.

-  $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $L_x$

-  $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$M_x = 14,662 \text{ KN.m}$

-  $A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

-  $d$  : La hauteur utile de la bande.

-  $b$  : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{13,37}{20 \times 15,74} = 0,042 \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de vérifier la flèche .

**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

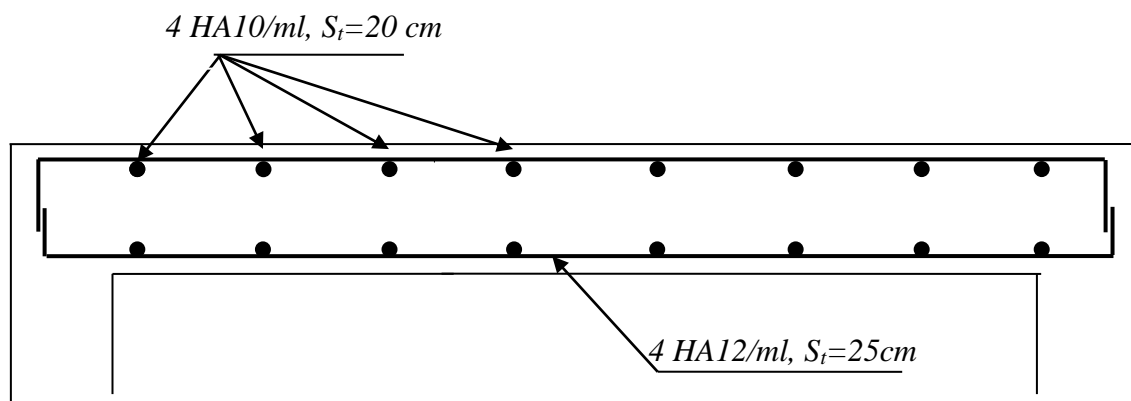
## ❖ Armatures dans le sens X-X :

- En travée : 4HA12 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp=20cm)

## ❖ Armatures dans le sens Y-Y :

- En travée : 4HA12 (esp=25cm)
- Aux appuis : 4HA10 (esp=20cm)

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.



**Figure III-23** Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

### Introduction

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges.

Il sera calculé comme une console encastrée dans la poutre.

#### III-7-1) Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

-Largeur  $l=1,20\text{m}$ .

-Epaisseur de balcon (dalle pleine) :  $e \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$

On prend une épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .

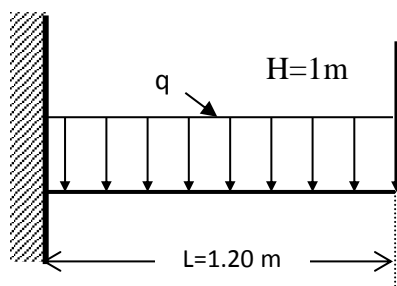


Figure III – 24 : Schéma statique du balcon

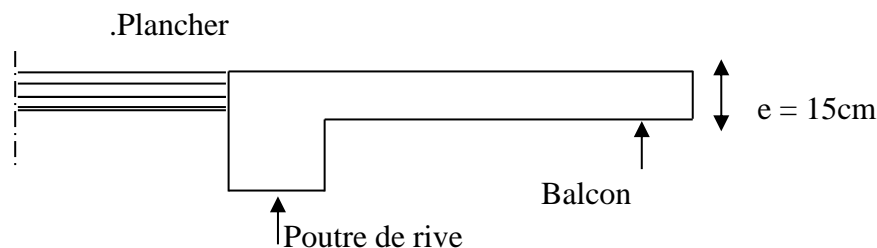


Figure III – 25 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre

#### III-7-2) Détermination des charges :

##### Charges permanentes G :

- Enduit en plâtre :  $0,02 \times 10 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle :  $0,15 \times 25 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/ml}$
- couche de sable :  $0,02 \times 18 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$
- revêtement en carrelage :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

---


$$G = 4,75 \text{ KN/ml}$$

- Poids de garde corps en brique pleine + Enduit :  $(2 + 0,28) \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 2,28 \text{ KN/ml}$

##### Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml}.$$

#### III-7-3) Calcul à L'E.L.U :

Le balcon est calculé en flexion simple.

##### Combinaisons de charges:

##### A L'ELU :

$$\text{Charge uniforme } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 11,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge concentrée : } g_u = 1,35G_{gc} = 1,35 \times (2,28) + 1,5 \times 1 = 4,578 \text{ KN/ml}.$$

➤ **Détermination des efforts internes :****Le moment fléchissant :**

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

$$M_u = \frac{11,66 \times 1,2^2}{2} + 4,578 \times 1,2 = 13,89 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_U = q_u \times l + g_u = 11,66 \times 1,2 + 4,578 = 18,57 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**✓ **Armatures principale :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{13,89 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu = 0,058 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13,89 \times 10^3}{0,970 \times 13 \times 348} = 3,17 \text{ cm}^2.$$

On opte : **5HA 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**✓ **Armatures de répartition :( Art. A.8.2.41/BAEL 91 révisées 99)**

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

On opte : **5 HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**. Avec espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm****III.5.5. Vérifications à l'ELU :****1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL 91 révisées 99)**

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature principale:**  $A_{st} = 5,65 > 1,57 \text{ cm}^2$ .  $\Longrightarrow$  Condition vérifiée.✓ **Armature de répartition :**  $A_r = 5,65 > 1,57 \text{ cm}^2$ .  $\Longrightarrow$  Condition vérifiée.**2) Vérification au cisaillement :(Art .5.1.211/BAEL 91 révisées 99)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,35 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{18,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa}.$$

 $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,35 \text{ MPa}$ .  $\Longrightarrow$  Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3/BAEL 91 révisées 99)**

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

**Où :** $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier) $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).**Donc :**  $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$  MPa.

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

**Où :** $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,57 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,87 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

**4) Ancrage des barres (Art. A.6.1.2/CBA93) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

✓ **Armature principale:**  $l_s = 35 \times 1,2 = 42$  cm.✓ **Armature de répartition :**  $l_s = 35 \times 1,2 = 42$  cm.

$L_s$  dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

✓ Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$  cm.**Finalement :** La longueur  $L_c = 15$  cm.**5) Espacement des barres : (Art A.8.242/BAEL 91 révisées 99)**✓ **Armatures principal :**  $S_t = 20 < \min(2h, 25) = 25 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$ ✓ **Armature de répartition :**  $S_t = 20 < \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$ **III.5.6. Calcul à l'ELS :**Charge uniforme :  $q_s = G + Q = 4,75 + 3,5 = 8,25$  KN/ml.Charge concentré :  $g_s = G_{gc} = 2,28 + 1 = 3,28$  KN/ml.**➤ Détermination des efforts internes :****Le moment fléchissant :**

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

$$M_s = \frac{8,25 \times 1,2^2}{2} + 3,28 \times 1,2 = 9,876 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant :**

$$T_U = q_u \times l + g_s = 8,25 \times 1,2 + 3,28 = 13,18 \text{ KN}$$

**1) Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$\beta_1$  et  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

$$\text{comprimées en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho = 0,434 \Rightarrow \beta = 0,8985 \quad K_1 = 34,31$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{8,25 \times 10^6}{0,8985 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 125,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{125,01}{34,31} = 3,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/BAEL 91 révisées 99)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

**3) Etat limite de déformation : (/Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99)**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15 M_0} \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{M_s}{15 M_0} = \frac{8,75}{15 \times 8,75} = 0,066 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

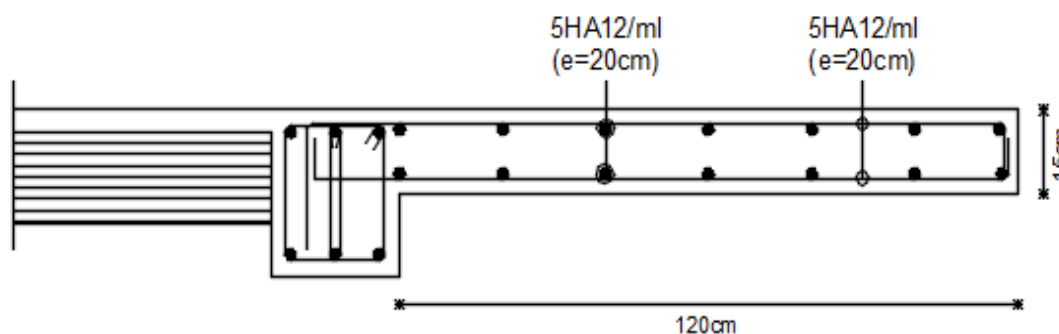


Figure III – 26 Ferrailage des balcons.

### IV-1 Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinal et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voiles), afin de définir le type de contreventement, on utilise la méthode des inerties équivalentes.

### Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

❖ La rigidité linéaire d'un poteau est :  $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

❖ La rigidité linéaire d'une poutre est :  $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

### Identification des paramètres :

$I$  : moment d'inertie de l'élément  $\left(I = \frac{b h^3}{12}\right)$ .

$h_c$  : hauteur du poteau  $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot}$

$L_c$  : longueur de la poutre  $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$

Avec :

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poteaux.  $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$ .

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis  $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$ .

$h_e$  : Hauteur entre nu d'appuis (poutres).

$h_c$  : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Largeur des poteaux

$L_c$  : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

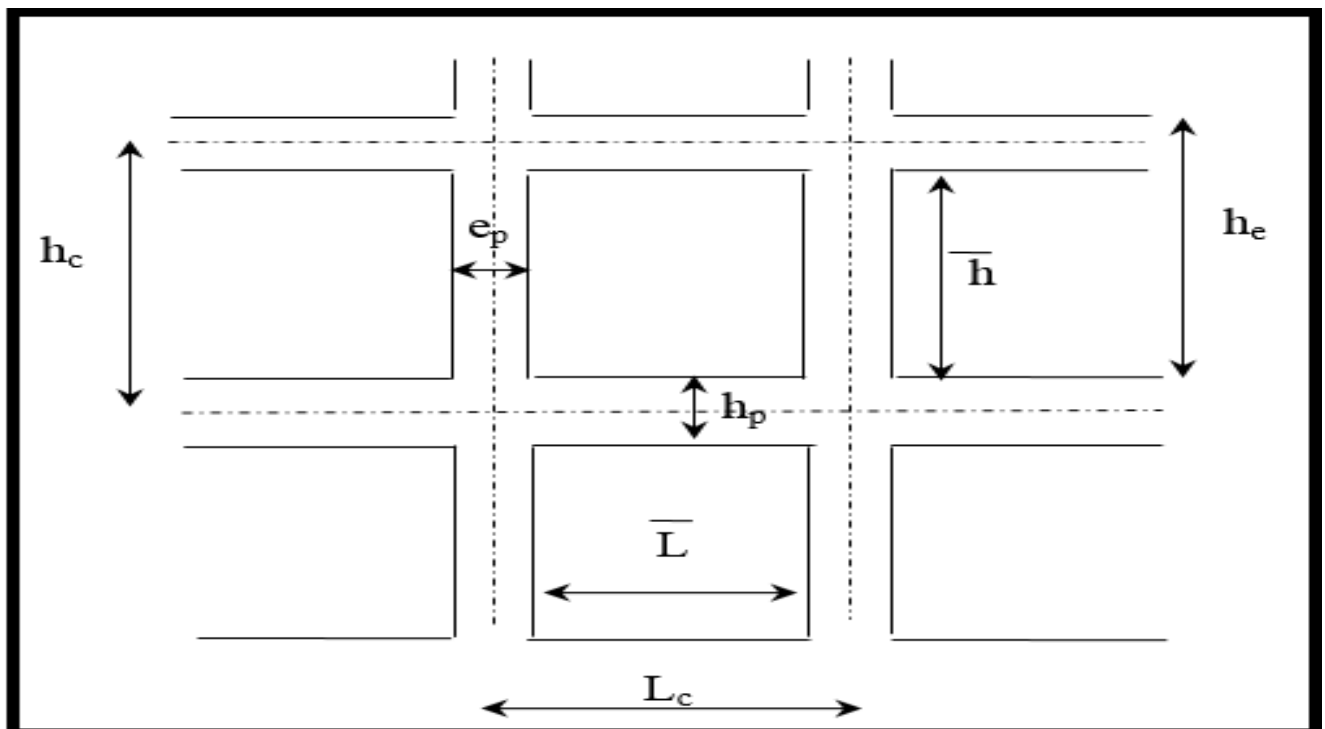
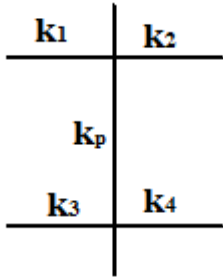


Figure IV- 1 : Coupe verticale d'un niveau.

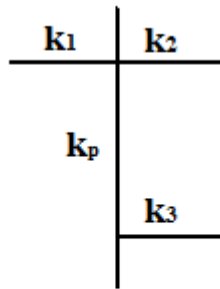


**Calcul des coefficients  $\bar{K}$  (rigidités moyennes) :**

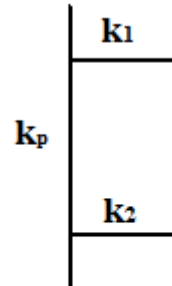
1<sup>er</sup> Cas : étages courant  $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

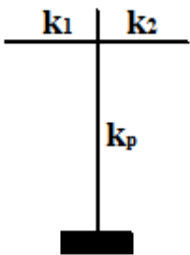


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

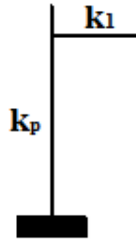
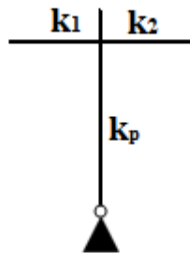


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

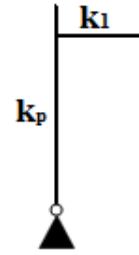
2<sup>ème</sup> Cas : Premier niveau :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



**Calcul des coefficients de correction  $a_j^i$  des rigidités des poteaux :**

1<sup>er</sup> Cas : Etage courant :  $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2<sup>ème</sup> Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base :  $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base :  $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

**Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :**

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot\ j}^i$$

Avec  $E_i$ , module de déformations instantanées du béton.

**Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :**

$R_{jx} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats des rigidités linéaires,  $\bar{K}$ ,  $a_j^i$  et  $r_j^i$ , sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV - 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

Niveaux	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$h_e$ (cm)	$h_p$ (cm)	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$K_{poteau}$
7	30	30	67500	306	30	276	30	291	231,958763
6	30	30	67500	306	30	276	30	291	231,958763
5	30	30	67500	306	30	276	30	291	231,958763
4	35	35	125052,08	306	30	276	35	293,5	426,071834
3	35	35	125052,08	306	30	276	35	293,5	426,071834
2	35	35	125052,08	306	30	276	35	293,5	426,071834
1	40	40	213333,33	306	30	276	40	296	720,720721
RDC	40	40	213333,33	306	30	276	40	296	720,720721
S-Sol 1	40	40	213333,33	459	30	429	40	449	475,12992

**Tableau IV - 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.**

Niveaux	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$h_e$ (cm)	$h_p$ (cm)	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$K_{poteau}$
7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
4	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45609
3	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45609
2	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45609
1	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10424
RDC	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10424
S-Sol 1	40	40	213333,33	459	35	424	40	444	480,48048

**Tableau IV - 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X..**

Niveaux	Travée	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm)	$L_0$	$e_{pot}$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{poutre}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$K_{poutre}$
<b>ET5 → ET7</b>	1	25	35	8,93E+04	355	30	325	35	342,5	2,63E+02
	2	25	35	8,93E+04	345	30	315	35	332,5	2,71E+02
	3	25	35	8,93E+04	350	30	320	35	337,5	2,67E+02
	4	25	35	8,93E+04	310	30	280	35	297,5	3,03E+02
	5	25	35	8,93E+04	350	30	320	35	337,5	2,67E+02
	6	25	35	8,93E+04	350	30	320	35	337,5	2,67E+02
<b>ET2 → ET4</b>	1	25	35	8,93E+04	355	35	320	35	337,5	2,67E+02
	2	25	35	8,93E+04	345	35	310	35	327,5	2,75E+02
	3	25	35	8,93E+04	350	35	315	35	332,5	2,71E+02
	4	25	35	8,93E+04	310	35	275	35	292,5	3,08E+02
	5	25	35	8,93E+04	350	35	315	35	332,5	2,71E+02
	6	25	35	8,93E+04	350	35	315	35	332,5	2,70E+02
<b>S-SOL → ET1</b>	1	25	35	8,93E+04	355	40	315	35	332,5	2,71E+02
	2	25	35	8,93E+04	345	40	305	35	322,5	2,79E+02
	3	25	35	8,93E+04	350	40	310	35	327,5	2,75E+02
	4	25	35	8,93E+04	310	40	270	35	287,5	3,13E+02
	5	25	35	8,93E+04	350	40	310	35	327,5	2,75E+02
	6	25	35	8,93E+04	350	40	310	35	327,5	2,74E+02

Tableau IV - 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm)	$L_0$	$e_{pot}$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{poutre}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$K_{poutre}$
<b>ET5 → ET7</b>	1	25	35	8,93E+04	455	30	425	35	442,5	2,02E+02
	2	25	35	8,93E+04	405	30	375	35	392,5	2,28E+02
	3	25	35	8,93E+04	410	30	380	35	397,5	2,25E+02
<b>ET2 → ET4</b>	1	25	35	8,93E+04	455	35	420	35	437,5	2,04E+02
	2	25	35	8,93E+04	405	35	370	35	387,5	2,31E+02
	3	25	35	8,93E+04	410	35	375	35	392,5	2,09E+02
<b>S-SOL → ET1</b>	1	25	35	8,93E+04	455	40	415	35	432,5	2,07E+02
	2	25	35	8,93E+04	405	40	365	35	382,5	2,34E+02
	3	25	35	8,93E+04	410	40	370	35	387,5	2,31E+02

Tableau IV - 5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	$K_{poutre}$ (cm <sup>3</sup> )	Pot	$K_{poteau}$ (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	$\alpha_j^i$	$E$ (MPa)	$h_c$ (cm <sup>3</sup> )	$r_j^i$ (N/m)	$R_x^j$ (N/m)
<b>ET5 → ET7</b>	(1-1)	262,71	1	236,01	1,12	0,36	32164,2	286	4001,11	43016,86
	(2-2)	270,68	2	236,01	2,28	0,53	32164,2	286	5929,18	
	(3-3)	266,64	3	236,01	2,29	0,53	32164,2	286	5949,63	
	(4-4)	302,79	4	236,01	2,43	0,55	32164,2	286	6111,49	
	(5-5)	266,64	5	236,01	2,43	0,55	32164,2	286	6111,49	
	(6-6)	267,03	6	236,01	2,28	0,53	32164,2	286	5928,52	
<b>ET2 → ET4</b>	(1-1)	266,64	1	433,46	0,62	0,24	32164,2	288,5	4755,43	44252,10
	(2-2)	274,84	2	433,46	1,26	0,39	32164,2	288,5	7764,44	
	(3-3)	270,68	3	433,46	1,27	0,39	32164,2	288,5	7800,16	
	(4-4)	308,01	4	433,46	1,35	0,40	32164,2	288,5	8086,18	
	(5-5)	270,68	5	433,46	1,35	0,40	32164,2	288,5	8086,18	
	(6-6)	270,27	6	433,46	1,26	0,39	32164,2	288,5	7759,70	
<b>ET1 RDC</b>	(1-1)	270,68	1	733,10	0,37	0,16	32164,2	291	5207,29	51818,22
	(2-2)	279,13	2	733,10	0,76	0,27	32164,2	291	9162,89	
	(3-3)	274,84	3	733,10	0,80	0,29	32164,2	291	9567,54	
	(4-4)	313,41	4	733,10	0,80	0,29	32164,2	291	9567,54	
	(5-5)	274,84	5	733,10	0,75	0,27	32164,2	291	9106,14	
	(6-6)	274,42	6	733,10	0,56	0,22	32164,2	291	7298,50	
<b>S-SOL</b>	(1-1)	270,68	1	480,48	0,56	0,11	32164,2	444	1033,71	19496,45
	(2-2)	279,13	2	480,48	1,14	0,18	32164,2	444	1711,78	
	(3-3)	274,84	3	480,48	1,15	0,18	32164,2	444	1720,00	
	(4-4)	313,41	4	480,48	1,22	0,19	32164,2	444	1786,02	
	(5-5)	274,84	5	480,48	1,22	0,19	32164,2	444	1786,02	
	(6-6)	274,42	6	480,48	1,14	0,18	32164,2	444	1710,68	

Tableau IV - 6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	Poteaux	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	$\bar{K}$	$a_j^i$	$E$ (MPa)	$h_c$ ( $cm^3$ )	$r_j^i$ (N/m)	$R_x^j$ (N/m)
<b>ET5 → ET7</b>	(A-A)	201,86	1	236,01399	0,910	0,3127	32164,2	286	3,48E+03	1,15E+04
	(B-B)	227,57	2	236,01399	1,386	0,4093	32164,2	286	4,56E+03	
	(C-C)	224,71	3	236,01399	0,909	0,3124	32164,2	286	3,48E+03	
<b>ET2 → ET4</b>	(A-A)	204,17	1	433,456095	0,501	0,2005	32164,2	288,5	4,03E+03	1,36E+04
	(B-B)	230,51	2	433,456095	0,764	0,2764	32164,2	288,5	5,56E+03	
	(C-C)	227,57	3	433,456095	0,501	0,2002	32164,2	288,5	4,02E+03	
<b>RDC → ET1</b>	(A-A)	206,53	1	733,10424	0,300	0,1305	32164,2	291	4,36E+03	1,49E+04
	(B-B)	233,52	2	733,10424	0,457	0,1861	32164,2	291	6,22E+03	
	(C-C)	230,51	3	733,10424	0,298	0,1297	32164,2	291	4,33E+03	
<b>S-SOL</b>	(A-A)	206,53	1	480,48048	0,916	0,4856	32164,2	444	4,57E+03	1,35E+04
	(B-B)	233,52	2	480,48048	1,396	0,5583	32164,2	444	5,25E+03	
	(C-C)	230,51	3	480,48048	0,480	0,3951	32164,2	444	3,72E+03	

### Caractéristique géométrique des voiles :

Les force sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structure sur les quelles agissant elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

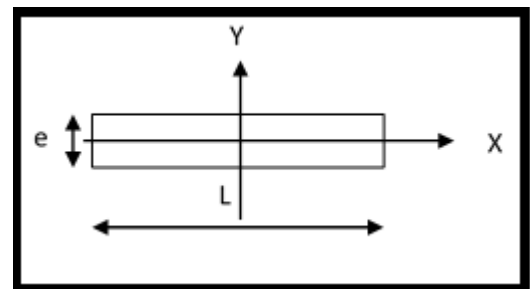
### Rigidités des refends (voiles) :

#### Calcul des inerties des voiles :

#### Les voiles longitudinaux (x-x) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

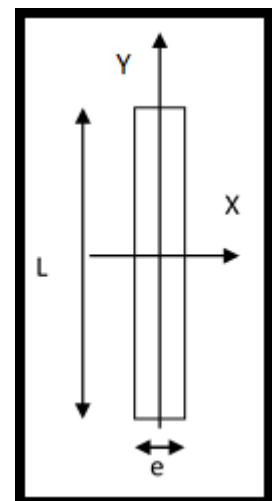
$I_x \ll I_y$  :  $I_x$  est négligeable devant  $I_y$



#### Les voiles transversaux (y-y) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$  :  $I_y$  est négligeable devant  $I_x$



### Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal :  $r_x^j = \frac{12E_i I_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal :  $r_y^j = \frac{12E_i I_x}{h^3}$

Tableau IV - 7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	Voiles	$e$ (cm)	$L$ (cm)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$E$ (MPa)	$h_e$ (cm)	$r_x^j$ (N/m)	$R_x^j = \sum r_x^j$
<b>RDC → ET7</b>	VL1	25	250	32552083,3	3,22E+04	306	4,39E+05	4,23E+06
	VL2	25	310	62064583,3	3,22E+04	306	8,37E+05	
	VL3	25	345	85549218,8	3,22E+04	306	1,15E+06	
	VL4	25	400	133333333	3,22E+04	306	1,80E+06	
<b>S-SOL</b>	VL1	25	250	32552083,3	3,22E+04	459	1,30E+05	1,25E+06
	VL2	25	310	62064583,3	3,22E+04	459	2,48E+05	
	VL3	25	345	85549218,8	3,22E+04	459	3,42E+05	
	VL4	25	400	133333333	3,22E+04	459	5,33E+05	

Tableau IV - 8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

Niveaux	Voiles	$e$ (cm)	$L$ (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$E$ (MPa)	$h_e$ (cm)	$r_y^j$ (N/m)	$R_y^j = \sum r_y^j$
<b>ET2 → ET7</b>	VT1	25	455	196242448	32164,2	306	2,64E+06	1,38E+07
	VT2	25	455	196242448	32164,2	306	2,64E+06	
	VT3	25	455	196242448	32164,2	306	2,64E+06	
	VT4	25	410	143585417	32164,2	306	1,93E+06	
	VT5	25	405	138396094	32164,2	306	1,86E+06	
	VT6	25	405	138396094	32164,2	306	1,86E+06	
	VT7	25	200	16666666,7	32164,2	306	2,25E+05	
	VT8	25	200	16666666,7	32164,2	306	2,25E+05	
<b>S-SOL</b>	VT1	25	455	196242448	32164,2	459	7,83E+05	4,39E+06
	VT2	25	455	196242448	32164,2	459	7,83E+05	
	VT3	25	455	196242448	32164,2	459	7,83E+05	
	VT4	25	410	143585417	32164,2	459	5,73E+05	
	VT5	25	405	138396094	32164,2	459	5,52E+05	
	VT6	25	405	138396094	32164,2	459	5,52E+05	
	VT7	25	200	16666666,7	32164,2	459	6,65E+04	
	VT8	25	200	16666666,7	32164,2	459	6,65E+04	

Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Tableau IV - 9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$
<b>ET5 → ET7</b>	4,30E+04	3,32E+04	4,23E+06	1,38E+07	4,27E+06	1,39E+07
<b>ET2 → ET4</b>	4,43E+04	5,99E+04	4,23E+06	1,38E+07	4,27E+06	1,39E+07
<b>RDC → ET1</b>	5,18E+04	9,97E+04	4,23E+06	1,38E+07	4,28E+06	1,39E+07
<b>S-SOL</b>	1,95E+04	5,32E+03	1,25E+06	4,39E+06	1,27E+06	4,39E+06

### Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à  $1 \text{ m}^4$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

### Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau.

$I$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

### Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

$$S_i : \text{Surface de trapèze} : S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

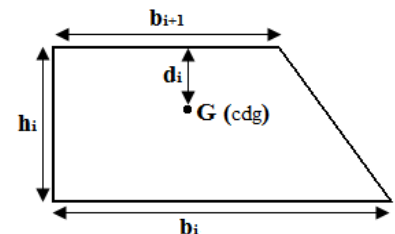


Figure IV-2 : trapèze de calcul

Diagramme des moments des aires

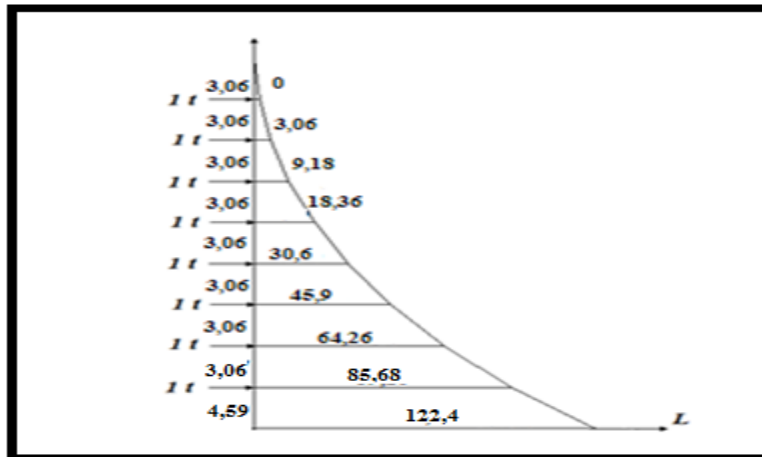


Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Tableau IV - 10 section des aires et position du CDG.

Niveaux	$b_{i+1}$	$b_i$	$h_e$	$d_i$	$S_i$
ET7	0	3,06	3,06	2,04	4,6818
ET6	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272
ET5	9,18	18,36	3,06	1,7	42,1362
ET4	18,36	30,6	3,06	1,6575	74,9088
ET3	30,6	45,9	3,06	1,632	117,045
ET2	45,9	64,26	3,06	1,615	168,5448
ET1	64,26	85,68	3,06	1,6028571	229,4082
RDC	85,68	110,67	3,06	1,5949091	300,4155
S-SOL	122,4	150,89	4,59	2,3747499	627,20055

Calcul de la flèche :

$$f_{S-Sol} = \frac{627,20 \times 2,37}{EI} = \frac{1489,44}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{958,2708}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1802,64}{EI} \quad f_2 = \frac{4027,27}{EI} \quad f_3 = \frac{7032,10}{EI}$$

$$f_4 = \frac{10672,40}{EI} \quad f_5 = \frac{14835,47}{EI} \quad f_6 = \frac{19435,19}{EI} \quad f_7 = \frac{24416,78}{EI}$$

Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poutres}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastres à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

**Tableau IV – 11** Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveaux	Portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum K_{pot}$ ( $m^3$ ) $10^{-4}$	$\sum K_{pout}$ ( $m^3$ ) $10^{-4}$	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	$EIf$ (KN.m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
ET7	(1-1)	3,06	3,06	0	16,520979	1,64E+01	7,79E+01	3,10E+02	9,49E+03	2,59E+08	2,44E+04	9,44E-05	3,78E-04
	(2-2)	3,06	3,06	0	16,520979	1,64E+01	7,79E+01	3,10E+02	9,49E+03	2,59E+08	2,44E+04	9,44E-05	
	(3-3)	3,06	3,06	0	16,520979	1,64E+01	7,79E+01	3,10E+02	9,49E+03	2,59E+08	2,44E+04	9,44E-05	
	(4-4)	3,06	3,06	0	16,520979	1,64E+01	7,79E+01	3,10E+02	9,49E+03	2,59E+08	2,44E+04	9,44E-05	
ET6	(1-1)	3,06	6,12	3,06	16,520979	1,64E+01	2,34E+02	6,20E+02	1,90E+04	2,59E+08	1,94E+04	7,514E-05	3,01E-04
	(2-2)	3,06	6,12	3,06	16,520979	1,64E+01	2,34E+02	6,20E+02	1,90E+04	2,59E+08	1,94E+04	7,514E-05	
	(3-3)	3,06	6,12	3,06	16,520979	1,64E+01	2,34E+02	6,20E+02	1,90E+04	2,59E+08	1,94E+04	7,515E-05	
	(4-4)	3,06	6,12	3,06	16,520979	1,64E+01	2,34E+02	6,20E+02	1,90E+04	2,59E+08	1,94E+04	7,514E-05	
ET5	(1-1)	3,06	9,18	6,12	16,520979	1,64E+01	3,90E+02	9,26E+02	2,84E+04	2,59E+08	1,48E+04	5,736E-05	2,29E-04
	(2-2)	3,06	9,18	6,12	16,520979	1,64E+01	3,90E+02	9,26E+02	2,84E+04	2,59E+08	1,48E+04	5,736E-05	
	(3-3)	3,06	9,18	6,12	16,520979	1,64E+01	3,90E+02	9,26E+02	2,84E+04	2,59E+08	1,48E+04	5,737E-05	
	(4-4)	3,06	9,18	6,12	16,520979	1,64E+01	3,90E+02	9,26E+02	2,84E+04	2,59E+08	1,48E+04	5,736E-05	
ET4	(1-1)	3,06	12,24	9,18	30,341927	1,66E+01	5,37E+02	9,50E+02	2,91E+04	2,59E+08	1,07E+04	4,127E-05	1,43E-04
	(2-2)	3,06	12,24	9,18	30,341927	1,66E+01	5,37E+02	6,14E+06	1,88E+08	5,52E+08	1,07E+04	1,933E-05	
	(3-3)	3,06	12,24	9,18	30,341927	1,66E+01	5,37E+02	9,50E+02	2,91E+04	2,59E+08	1,07E+04	4,127E-05	
	(4-4)	3,06	12,24	9,18	30,341927	1,66E+01	5,37E+02	9,50E+02	2,91E+04	2,59E+08	1,07E+04	4,127E-05	
ET3	(1-1)	3,06	15,3	12,24	30,341927	1,66E+01	6,91E+02	4,22E+06	1,29E+08	2,59E+08	7,03E+03	2,72E-05	1,01E-04
	(2-2)	3,06	15,3	12,24	51,317297	1,66E+01	6,91E+02	7,68E+06	2,35E+08	3,64E+08	7,03E+03	1,931E-05	
	(3-3)	3,06	15,3	12,24	30,341927	1,66E+01	6,91E+02	4,22E+06	1,29E+08	2,59E+08	7,03E+03	2,72E-05	
	(4-4)	3,06	15,3	12,24	30,341927	1,66E+01	6,91E+02	4,22E+06	1,29E+08	2,59E+08	7,03E+03	2,72E-05	
ET2	(1-1)	3,06	18,36	15,3	30,341927	1,66E-03	8,44E+06	4,22E+06	1,29E+08	1,29E+08	4,03E+03	3,113E-05	1,25E-04
	(2-2)	3,06	18,36	15,3	30,341927	1,66E-03	8,44E+06	4,22E+06	1,29E+08	1,29E+08	4,03E+03	3,113E-05	
	(3-3)	3,06	18,36	15,3	30,341927	1,66E-03	8,44E+06	4,22E+06	1,29E+08	1,29E+08	4,03E+03	3,114E-05	
	(4-4)	3,06	18,36	15,3	30,341927	1,66E-03	8,44E+06	4,22E+06	1,29E+08	1,29E+08	4,03E+03	3,113E-05	
ET1	(1-1)	3,06	21,42	18,36	51,317297	1,69E+01	9,82E+02	1,41E+03	4,30E+04	1,53E+05	1,80E+03	0,0117442	3,52E-02
	(2-2)	3,06	21,42	18,36	51,317297	1,69E+01	9,82E+02	1,06E+07	3,24E+08	4,97E+08	1,80E+03	3,627E-06	
	(3-3)	3,06	21,42	18,36	51,317297	1,69E+01	9,82E+02	1,41E+03	4,30E+04	1,53E+05	1,80E+03	0,0117442	
	(4-4)	3,06	21,42	18,36	51,317297	1,69E+01	9,82E+02	1,41E+03	4,30E+04	1,53E+05	1,80E+03	0,0117442	
RDC	(1-1)	3,06	24,48	21,42	51,317297	1,69E+01	1,13E+03	1,53E+03	4,69E+04	1,10E+05	9,58E+02	0,008674	2,60E-02
	(2-2)	3,06	24,48	21,42	51,317297	1,69E+01	1,13E+03	5,67E+06	1,74E+08	1,74E+08	9,59E+02	5,525E-06	
	(3-3)	3,06	24,48	21,42	51,317297	1,69E+01	1,13E+03	1,53E+03	4,69E+04	1,10E+05	9,58E+02	0,008674	
	(4-4)	3,06	24,48	21,42	51,317297	1,69E+01	1,13E+03	1,53E+03	4,69E+04	1,10E+05	9,58E+02	0,008674	
S-SOL	(1-1)	4,59	29,07	24,48	33,633634	1,69E+01	1,13E+03	1,29E+03	5,91E+04	6,36E+04	1,49E+03	0,0234116	9,36E-02
	(2-2)	4,59	29,07	24,48	33,633634	1,69E+01	1,13E+03	4,70E+03	2,16E+05	6,36E+04	1,49E+03	0,0234116	
	(3-3)	4,59	29,07	24,48	33,633634	1,69E+01	1,13E+03	1,29E+03	5,91E+04	6,36E+04	1,49E+03	0,0234116	
	(4-4)	4,59	29,07	24,48	33,633634	1,69E+01	1,13E+03	1,29E+03	5,91E+04	6,36E+04	1,49E+03	0,0234116	



Tableau IV – 12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Niveaux	Portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum K_{pot}$ ( $\frac{m^3}{10^{-4}}$ )	$\sum K_{pout}$ ( $\frac{m^3}{10^{-4}}$ )	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	$EIf$ (KN.m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
ET7	(A-A)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	
	(E-E)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	
	(F-F)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24419,0249	0,0292816	
	(G-G)	3,06	3,06	0	9,4405594	6,54145749	194,91069	659,93249	20193,934	833938,68	24418,0249	0,0292804	
ET6	(A-A)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	1,67E-01
	(B-B)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	
	(C-C)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	
	(D-D)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	
	(E-E)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,023891	
	(F-F)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	
	(G-G)	3,06	6,12	3,06	9,4405594	6,54145749	584,73207	1319,865	40387,869	813744,75	1,94E+04	0,0238897	
ET5	(A-A)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	1,40E-01
	(B-B)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	
	(C-C)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1356,92	41521,752	588832,36	1,48E+04	0,0252154	
	(D-D)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	
	(E-E)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	
	(F-F)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	
	(G-G)	3,06	9,18	6,12	9,4405594	6,54145749	974,55346	1971,4475	60326,293	773356,88	1,48E+04	0,0191977	
ET4	(A-A)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	1,10E-01
	(B-B)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	
	(C-C)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	118,61987	723,86044	22150,13	547310,61	1,07E+04	0,0195378	
	(D-D)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	
	(E-E)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	
	(F-F)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	
	(G-G)	3,06	12,24	9,18	17,338244	6,62251729	1347,6749	2128,4947	65131,938	713030,58	1,07E+04	0,0149955	

ET3	(A-A)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	7,89E-02
	(B-B)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	
	(C-C)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	152,51126	904,82555	27687,662	525160,48	7,06E+03	0,0134514	
	(D-D)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	
	(E-E)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	
	(F-F)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	
	(G-G)	3,06	15,3	12,24	17,338244	6,62251729	1732,7248	2660,6184	81414,922	647898,65	7,06E+03	0,0109016	
ET2	(A-A)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	5,13E-02
	(B-B)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	
	(C-C)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	186,40265	2211,5478	67673,363	497472,82	4,07E+03	0,0081873	
	(D-D)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	
	(E-E)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	
	(F-F)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	
	(G-G)	3,06	18,36	15,3	17,338244	6,62251729	2117,7748	3177,2339	97223,357	566483,72	4,07E+03	0,0071881	
ET1	(A-A)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	2,82E-02
	(B-B)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	
	(C-C)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	429799,46	1,86E+03	0,004338	
	(D-D)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	
	(E-E)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	
	(F-F)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	
	(G-G)	3,06	21,42	18,36	29,32417	6,70561693	2471,8084	3270,6604	100082,21	469260,37	1,86E+03	0,003971	
RDC	(A-A)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	2,60E-02
	(B-B)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	
	(C-C)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	2495,8601	76373,319	329717,25	1,35E+03	0,004099	
	(D-D)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	
	(E-E)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	
	(F-F)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	
	(G-G)	3,06	24,48	21,42	29,32417	6,70561693	2852,0866	3785,4323	115834,23	369178,16	1,35E+03	0,0036582	
S-SOL	(A-A)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2924,1742	134219,6	253343,93	8,34E+02	0,0032939	2,31E-02
	(B-B)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2924,1742	134219,6	253343,93	8,34E+02	0,0032939	
	(C-C)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	748,28985	1634,602	75028,23	253343,93	8,34E+02	0,0032939	
	(D-D)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2924,1742	134219,6	253343,93	8,34E+02	0,0032939	
	(E-E)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2924,1742	134219,6	253343,93	8,34E+02	0,0032939	
	(F-F)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2941,6742	135022,85	253343,93	8,34E+02	0,0032939	
	(G-G)	4,59	29,07	24,48	19,219219	6,70561693	3327,4343	2941,6742	135022,85	253343,93	8,34E+02	0,0032939	

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau IV – 13** inerties des portiques

Niv Sens	S-SOL	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	ET6	ET7	Inertie Moyenne
X-X	0,093646	0,034705	0,046983	0,000125	0,000109	0,000165	0,000229	0,000301	0,000378	0,01962675
Y-Y	0,0231	0,026	0,0282	0,0513	0,0789	0,1095	0,1404	0,1672	0,205	0,09217778

❖ **Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :**

**Sens X-X :**

**Tableau IV – 14 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X)

	Inerties ( $m^4$ )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	<b>0,01962675</b>	<b>6%</b>
<b>Voiles</b>	<b>0,31349922</b>	<b>94%</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>0,33312597</b>	<b>100%</b>

**Sens Y-Y :**

**Tableau IV – 15 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (Y-Y).

	Inerties ( $m^4$ )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	<b>0,09217778</b>	<b>8 %</b>
<b>Voiles</b>	<b>1,04243828</b>	<b>92 %</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>1,13461606</b>	<b>100 %</b>

### Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des voiles dépasse les 80 % (tel que prévu par le RPA article 3.4.2) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **une structure contreventée par voile** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R=4 (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003)

**Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

***Concept de base de la MEF :***

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutre ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

***Description du logiciel ETABS :***

**ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

### ) Etapes de Modélisation :

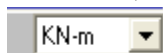
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition du séisme ( Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003 ) ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

#### ❖ *La modélisation*

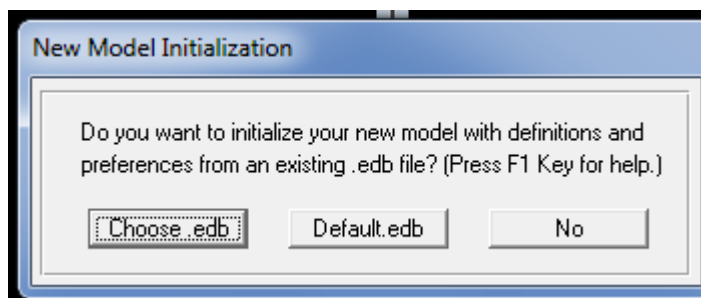
##### ➤ *Choix des unités :*

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



##### *Géométrie de base :*

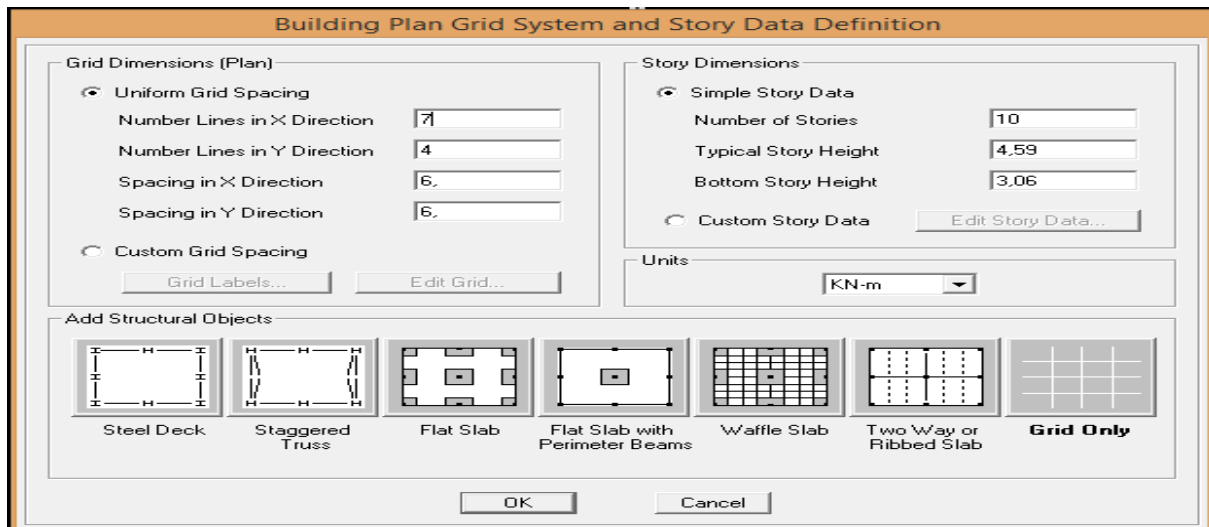
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).



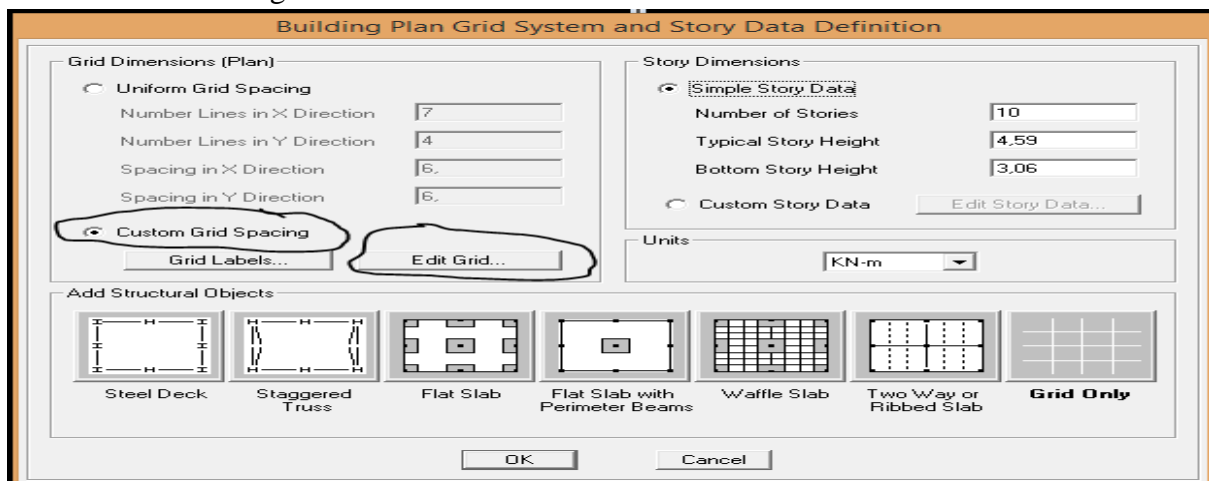
- ✓ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- ✓ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- ✓ « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas en choisi « Default. edb » . Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

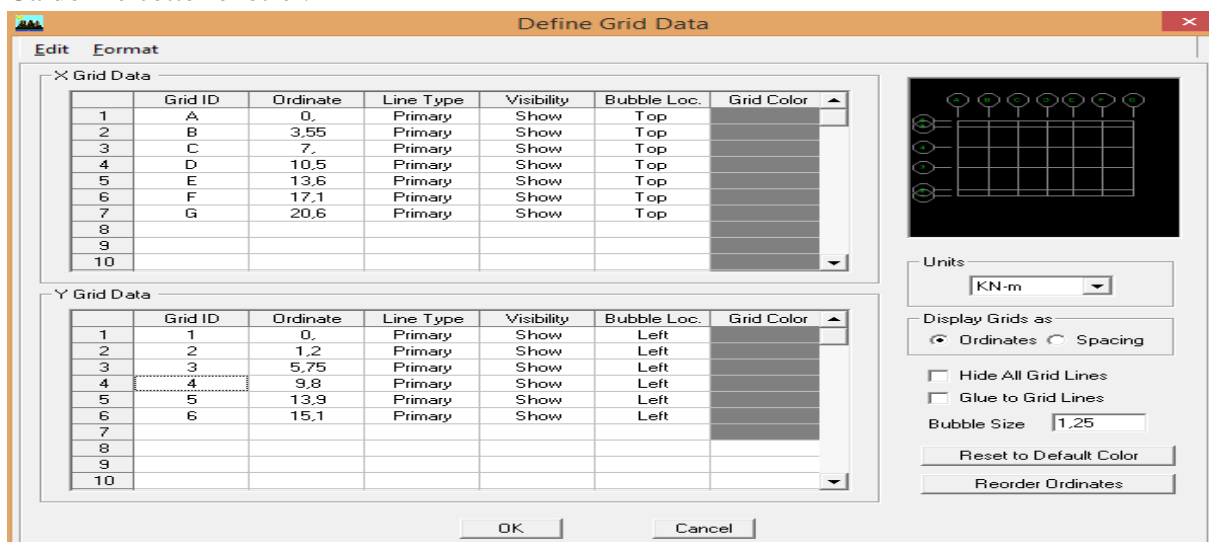
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- ❖ Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- ❖ Hauteur d'étage (**story High**)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- ❖ Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- ❖ la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- ❖ La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



Ca donne cette fenêtre :



Ok Ok

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

➤ *Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:*

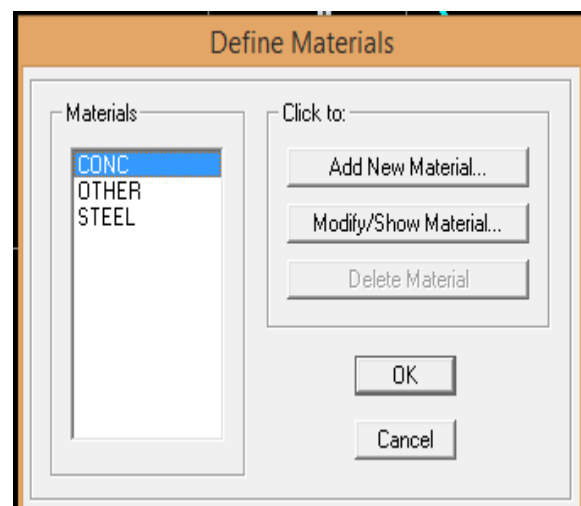
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** au en utilisant le raccourci suivant



Nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_e$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal


Dans la fenêtre suivante :

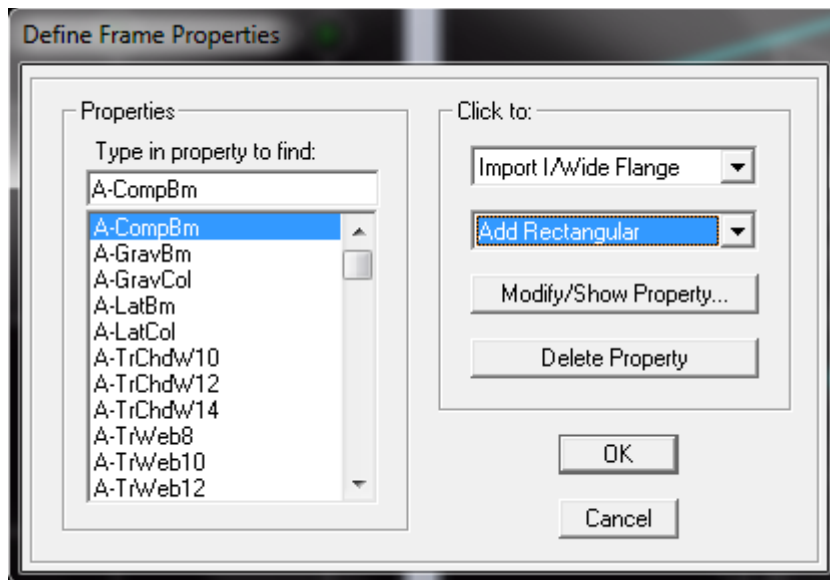


Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

**Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

Dans cette étape on définit des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant  .

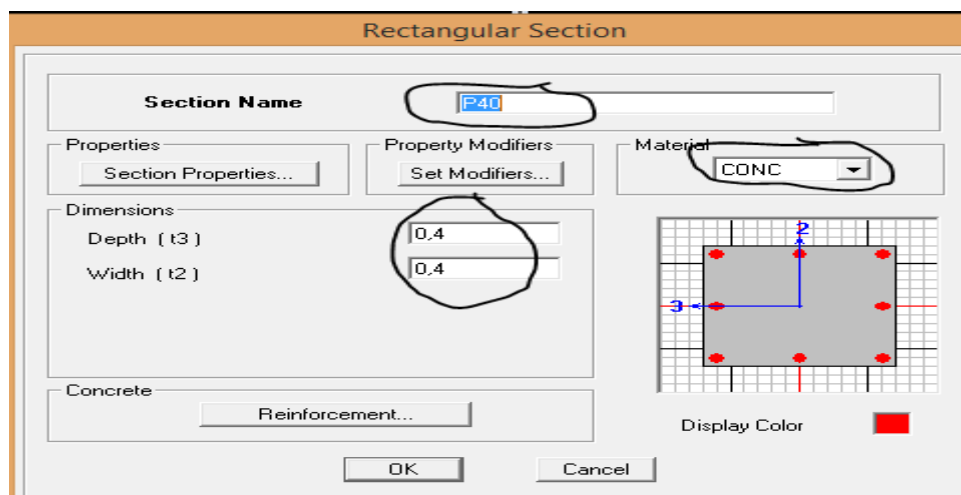


Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profiles des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ -Nom de la section **Section Name**
- ✓ choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- ✓ Hauteur : **Depth**
- ✓ Largeur : **width**

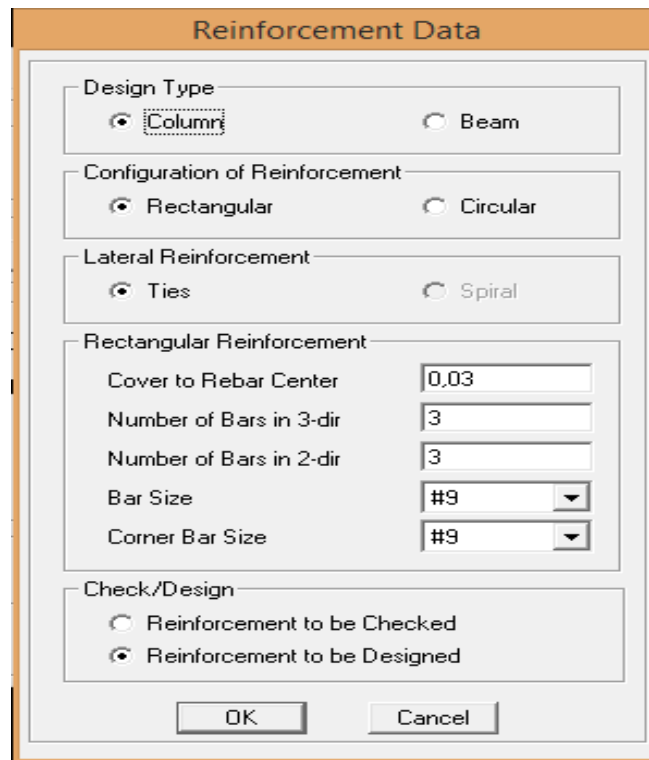


On fait les mêmes étapes pour toutes les autres sections (P35\*35, P30\*30, P25\*25)



Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

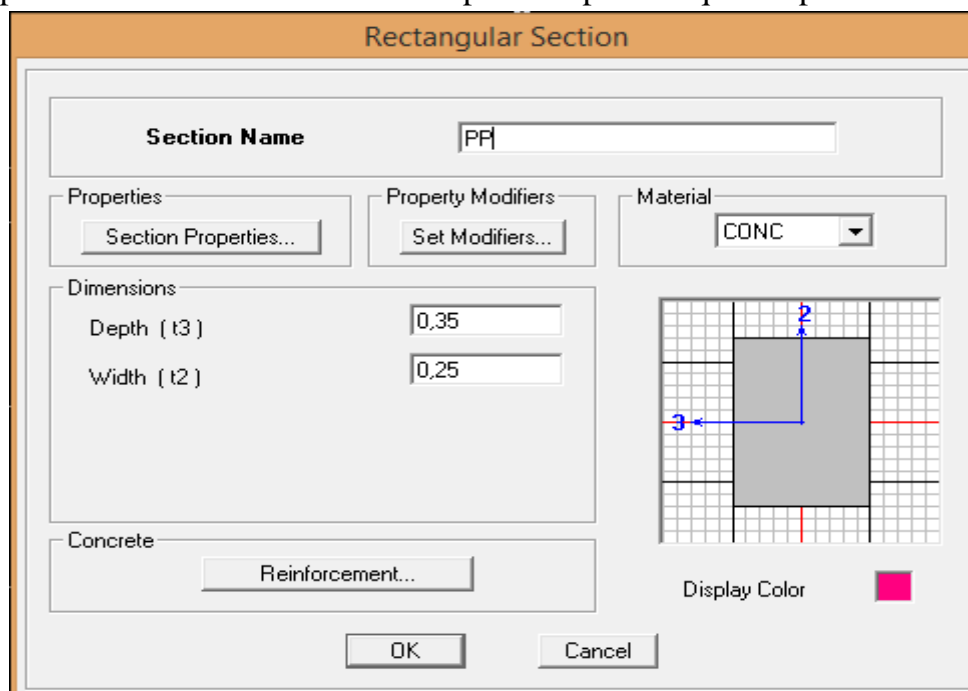


The **Reinforcement Data** dialog box is used to configure reinforcement parameters. It includes the following sections:

- Design Type:** Radio buttons for **Column** (selected) and **Beam**.
- Configuration of Reinforcement:** Radio buttons for **Rectangular** (selected) and **Circular**.
- Lateral Reinforcement:** Radio buttons for **Ties** (selected) and **Spiral**.
- Rectangular Reinforcement:**
  - Cover to Rebar Center: 0,03
  - Number of Bars in 3-dir: 3
  - Number of Bars in 2-dir: 3
  - Bar Size: #9
  - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:** Radio buttons for **Reinforcement to be Checked** and **Reinforcement to be Designed** (selected).

Buttons: OK, Cancel

Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

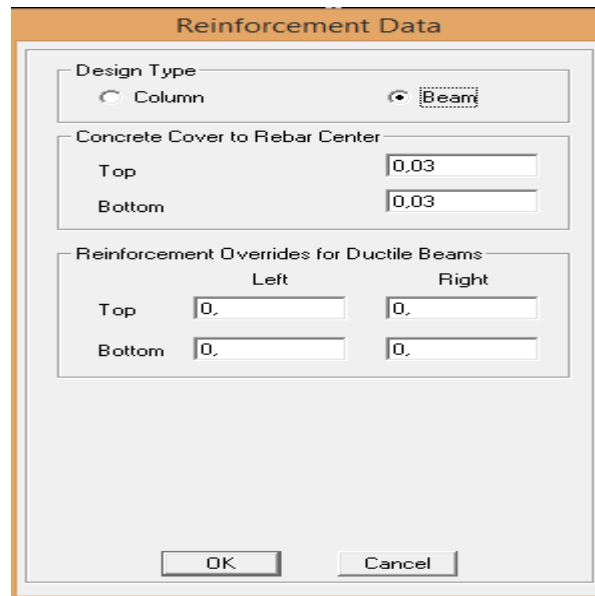


The **Rectangular Section** dialog box is used to define the cross-section properties. It includes the following sections:

- Section Name:** Text field containing 'PF'.
- Properties:** Button labeled **Section Properties...**
- Property Modifiers:** Button labeled **Set Modifiers...**
- Material:** Dropdown menu set to **CONC**.
- Dimensions:**
  - Depth (t3): 0,35
  - Width (t2): 0,25
- Concrete:** Button labeled **Reinforcement...**
- Diagram:** A grid showing a rectangular section with dimensions 0,35 (vertical) and 0,25 (horizontal). Blue arrows indicate the dimensions, and a red arrow points to the width.
- Display Color:** A pink color swatch.

Buttons: OK, Cancel

En selection **Reinforcement** après Beam pour les poutres



**Reinforcement Data**

Design Type  
☐ Column ☒ **Beam**

Concrete Cover to Rebar Center  
 Top: 0,03  
 Bottom: 0,03

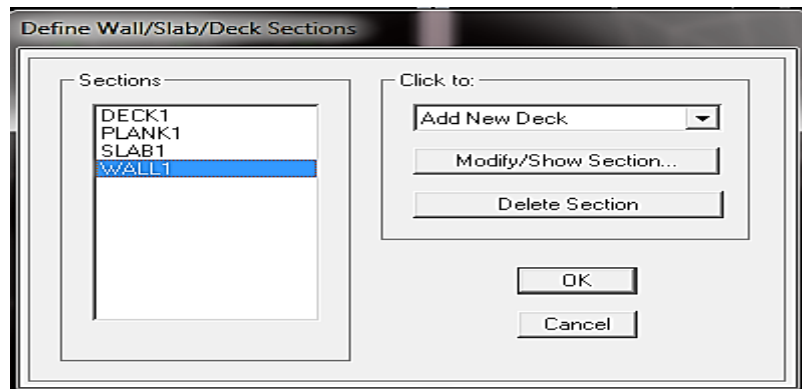
Reinforcement Overrides for Ductile Beams  

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Defineet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant

**Define Wall/Slab/Deck Sections**

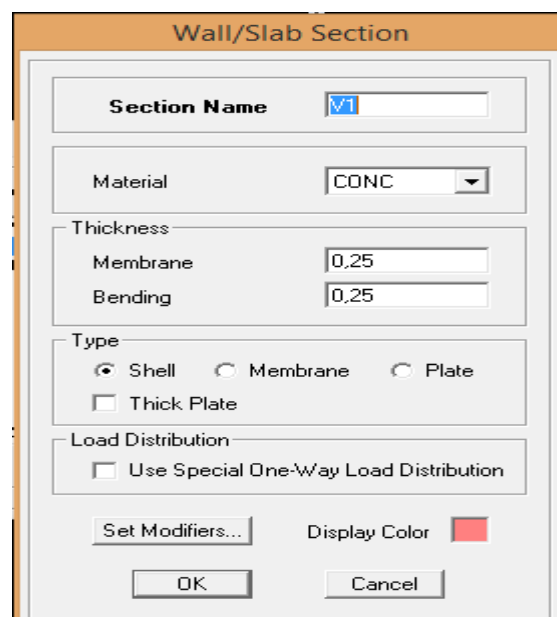
Sections:  
 DECK1  
 PLANK1  
 SLAB1  
**WALL1**

Click to:  
 Add New Deck  
 Modify/Show Section...  
 Delete Section

OK Cancel

### Définition des voiles :

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



**Wall/Slab Section**

Section Name: V1

Material: CONC

Thickness:  
 Membrane: 0,25  
 Bending: 0,25

Type:  
☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate  
☐ Thick Plate

Load Distribution:  
☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Red Box]

OK Cancel

Nous procéderont de la même manière pour tous les voiles .

### Définition des plancher et des dalles pleine

Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur


The image shows three identical 'Wall/Slab Section' dialog boxes side-by-side. Each dialog has the following fields and options:

- Section Name:** A text input field. The first has 'SM', the second 'DF', and the third 'CD'.
- Material:** A dropdown menu. The first two are set to 'CONC', and the third is 'OTHER'.
- Thickness:** A group box containing:
  - Membrane:** A text input field with '0,15'.
  - Bending:** A text input field with '0,15'.
- Type:** A group box with radio buttons for 'Shell', 'Membrane', and 'Plate' (selected). There is also a checkbox for 'Thick Plate'.
- Load Distribution:** A checkbox for 'Use Special One-Way Load Distribution'.
- Buttons:** 'Set Modifiers...', 'Display Color' (with a color swatch), 'OK', and 'Cancel'.

### Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

#### ➤ Pour les poteaux :

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Columns in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot **40\*40** par exemple) on valide.

The 'Properties of Object' dialog box contains a table with the following data:

Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

#### ➤ Pour la poutre :

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Lines in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*)  $\Rightarrow$  **Property** on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

➤ **Pour les voiles :**

On choisit le menu **Draw  $\Rightarrow$  Draw Line objects  $\Rightarrow$  Draw Lines** au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*)  $\Rightarrow$  **Property** on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	WALL1
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

➤ **Pour les plancher et les dalles pleine :**

On choisit le menu **Draw  $\Rightarrow$  Draw Area objects  $\Rightarrow$  Create Areas at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*)  $\Rightarrow$  **Property** on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.

Properties of Object	
Property	CCBALC
Local Axis	0,

### Définition des charges et surcharges (G et Q) charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define  $\Rightarrow$  Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant .

Define Static Load Case Names			
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:
 

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK


Cancel

Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne ( **Add new load**) – OK.

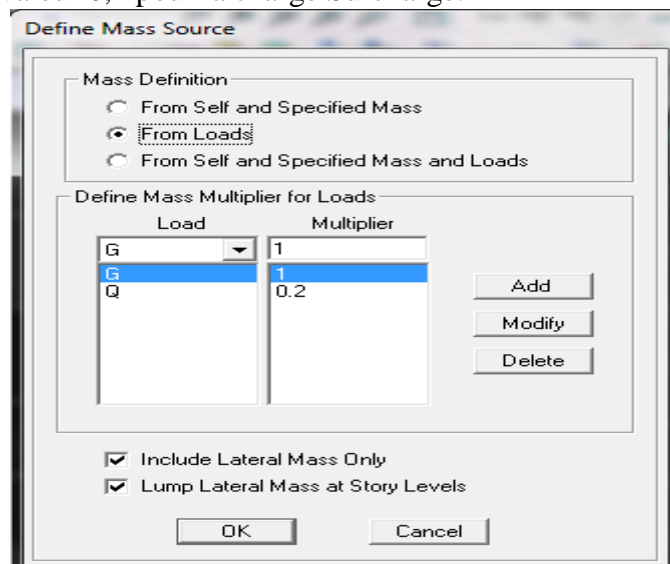
### **Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)**

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant  . Une fenêtre sera apparaître

On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.


On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.



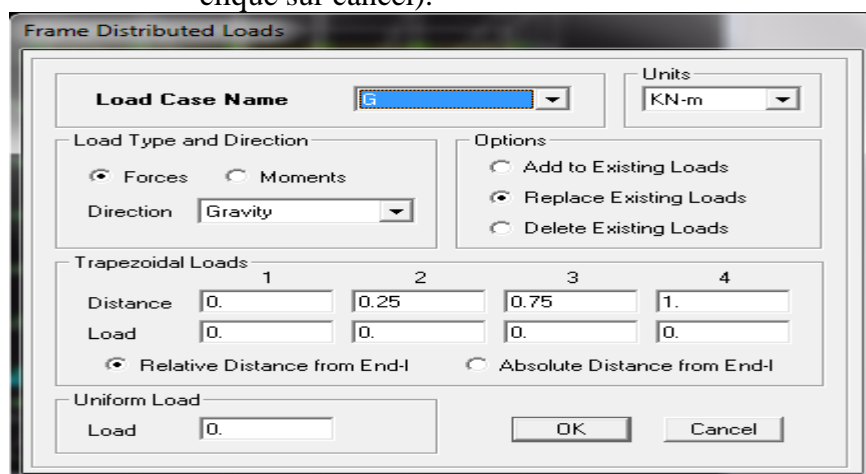
### **Chargement :**

Charger les éléments barres ( Poutres )

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line**

**Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



Pour charger un voile on clique sur 

Pour charger les plancher et les dalles pleine



**Charge dynamique (EX et EY)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse .  
Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
<b>Calcul de la période T :</b> RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_t = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 31,13m$	T=0,674 s.
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b>  RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ .  Valeur de $\xi$ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$  Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	D=1,56
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b> RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>une structure contreventée par voile</b>	R=4
<b>Poids total <math>W_t</math> :</b>		24439,40 KN

**1) Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

**2) Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

**3) Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

**Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

#### 4) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

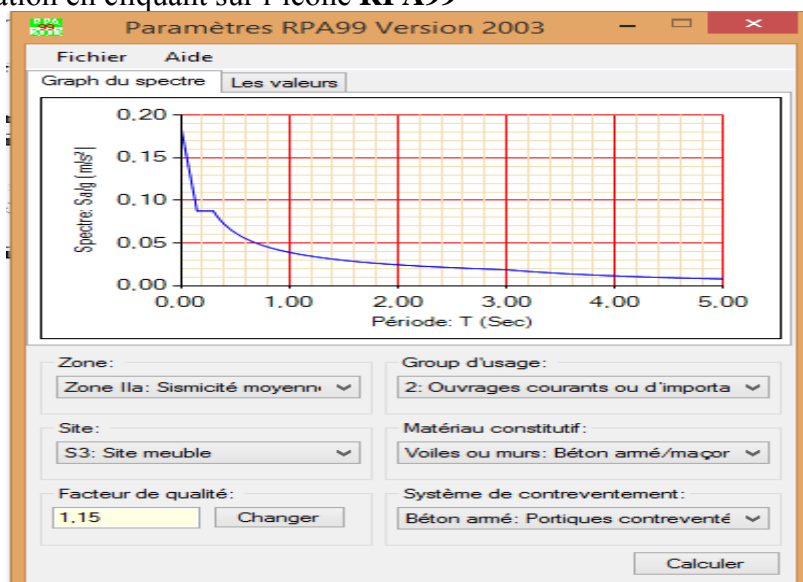
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q = 1 + \sum P_q$			
	Q		Observation
Observation de critère	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Oui
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Non
4. Régularité en élévation	0	0,05	Non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q = 1 + \sum P_q$	1,15		

#### Données à introduire dans le logiciel

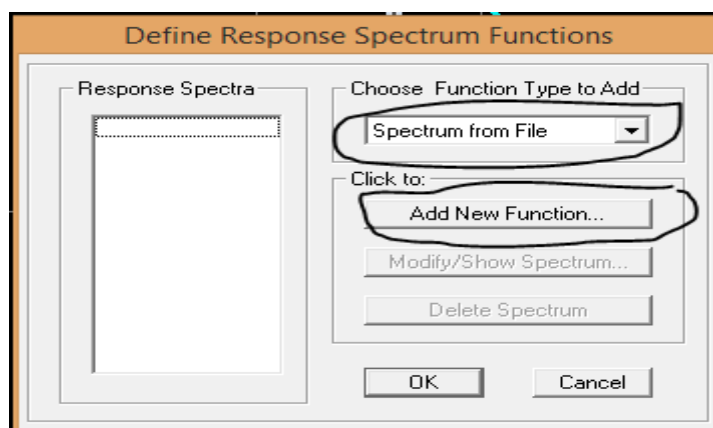
- ◆ Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
- ◆ Coefficient comportement de la structure (R) : **on prend R = 4**
- ◆ Facteur de qualité (Q) : **Q = 1 +  $\sum p_q$  = 1.15**
- ◆ Coefficient d'amortissement  $\xi = 7\%$  (portique en béton armé) et  $\xi = 10\%$  (structure en voiles).
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**



**Calculer** Après **fichier** ⇒ **Enregistré** on va choisir ⇒ l'emplacement du dossier et le **Nom** ⇒ **Enregistré**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**



⇒ spectrum from file ⇒ Add New Function

**Response Spectrum Function Definition**

Function Name:  Function Damping Ratio:

Function File:

File Name:

Header Lines to Skip:

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function Graph:

Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert to used defined** ⇒ ok

### Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.

**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:

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.:

**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:

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.:



**Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0.8G \pm Ex$$

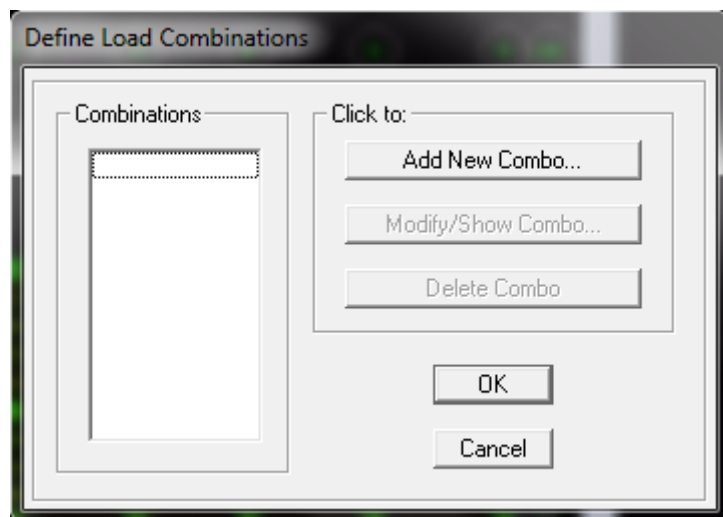
$$0.8G \pm Ey$$

➤ **Combinaisons de poids :**

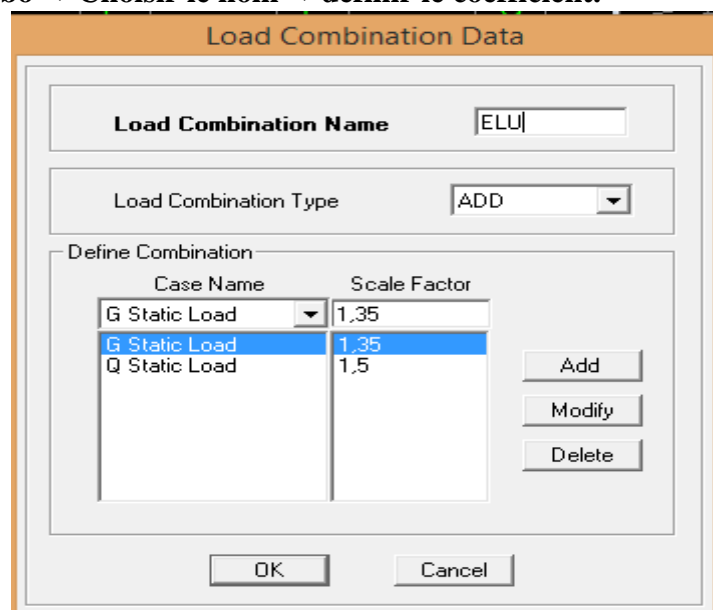
$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load**

**Combinations** au en utilisant le raccourci suivant



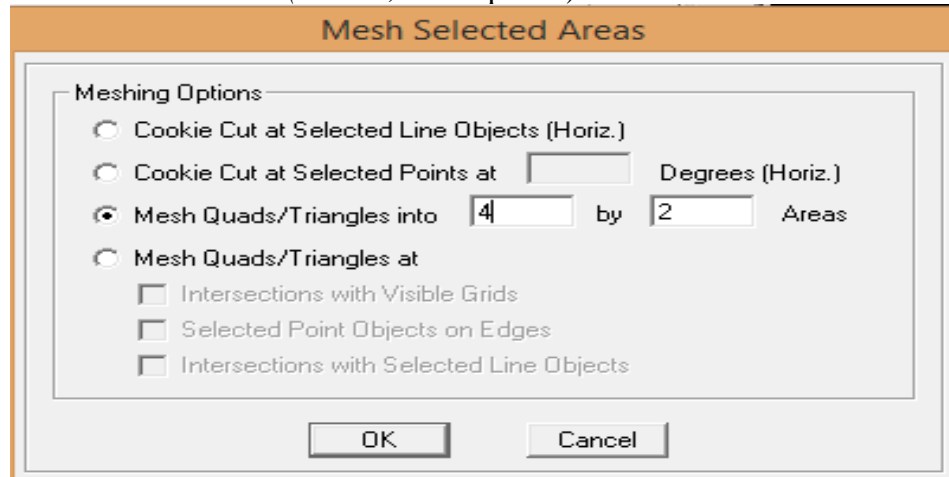
⇒ **Add New Combo** ⇒ **Choisir le nom** ⇒ **définir le coefficient.**



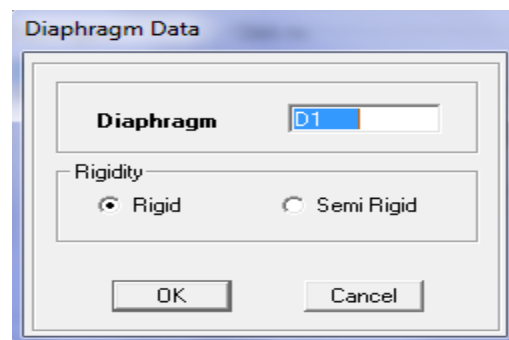
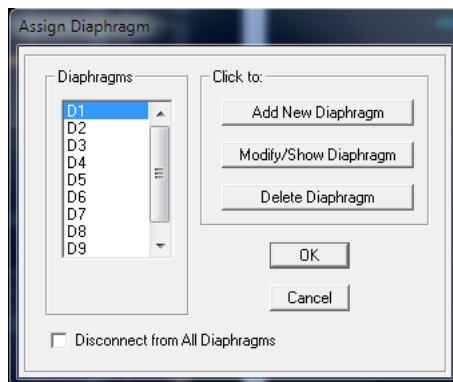
OK ⇒ OK

**Le maillage**

Après la sélection de éléments ( voiles , dalles pleine) ont choisi **Edit ⇒ Mesh Areas**

**Diaphragmes**

Après la sélection de tout l'étage en utilisant le raccourci suivant :

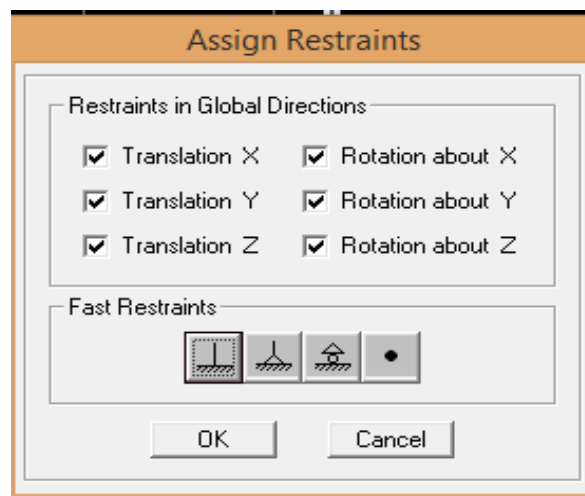


OK ⇒ OK

**Appuis :**

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

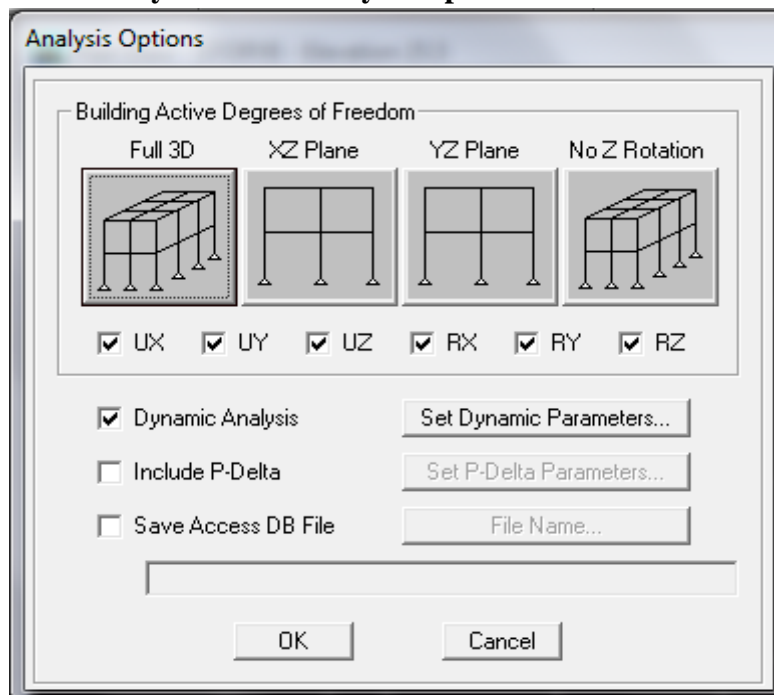
**Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints** au en utilisast le raccourci suivant :



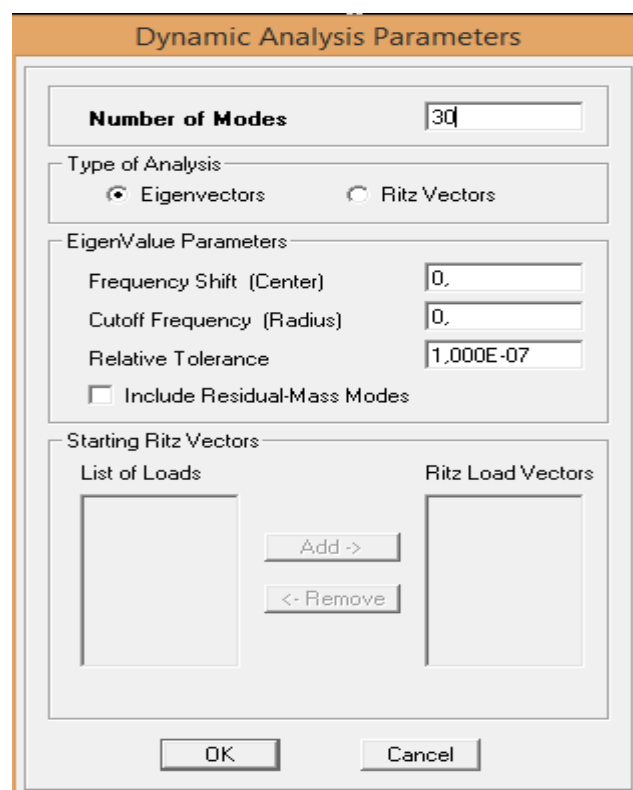
Les poteaux et les voiles sont supposés être **parfaitement encastré** dans les fondations .

**Analyse de la structure**

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

**Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options**

Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'**Analyze ⇒ Run (F5)**,

## Introduction

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- ❖ Estimation de la période fondamentale de la structure T
- ❖ Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- ❖ Vérification de l'excentricité
- ❖ Vérification des déplacements relatifs
- ❖ Déplacement maximal
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ❖ Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- ❖ Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux

### ***I - Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]***

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où :  $h_N = 32,13$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(32,13)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,674 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,674 + 0.202 \quad \text{D'où :} \quad T_{maj} = 0,876 \text{ sec}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le  $T_{analytique}$  :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,711617	72,0150	0,1321	72,0150	0,1321	0,0128	0,0128
2	0,410452	0,1203	70,6320	72,1353	70,7641	0,0202	0,0329
3	0,368885	0,0441	0,0266	72,1794	70,7907	70,5816	70,6146
4	0,169741	16,2425	0,0255	88,4219	70,8162	0,0000	70,6146
5	0,140712	1,9527	0,0159	90,3746	70,8321	0,0073	70,6219
6	0,137807	0,0225	0,5725	90,3971	71,4046	0,0188	70,6407
7	0,127612	0,0283	0,0001	90,4254	71,4047	0,0339	70,6746
8	0,086265	0,0467	19,6353	90,4720	91,0400	0,0022	70,6768
9	0,075999	0,0130	0,0000	90,4850	91,0400	20,5747	91,2515
10	0,070700	5,6488	0,0154	96,1338	91,0554	0,0728	91,3242
11	0,041769	2,3282	0,0008	98,4620	91,0562	0,0015	91,3257
12	0,037438	0,0058	5,6621	98,4679	96,7183	0,0036	91,3293

**Figure VI – 1 Résultats d'analyse dynamique ETABS**

$T_{analytique}$  c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc :  $T_{analytique} = 0.711 \text{ sec}$

Période	$T_{RPA}$	$T_{maj}$	$T_{analytique}$
Valeur	0,674	0,876	0,711

$T = 0,674 \text{ s} < T_{etabs} = 0,711 \text{ s} < T_{majorée} = 0,876 \text{ s}$  **La période est vérifiée.**

## II - Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale

Le RPA 99/ version 2003 (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

D'après la fig ..... On n'a le résultat suivant :

- ❖ Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (**Art 4.3.4 selon RPA.99**).

Donc la condition du RPA est vérifiée.

### Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$CM - CR \leq 5\% L_{\max} = 5\% L_x \quad . \quad L_x = 20,60m.$$

$$L_y = 15,1 m$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

The screenshot shows a software window titled "Center Mass Rigidity" with a menu bar (Edit, View) and a dropdown menu set to "Center Mass Rigidity". Below the menu is a table with the following data:

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	SS	D1	10,607	7,358	10,719	6,779
	RDC	D2	10,557	7,400	10,599	7,190
	1ER	D3	10,529	7,521	10,549	7,455
	2EME	D4	10,538	7,510	10,533	7,635
	3EME	D5	10,538	7,510	10,533	7,769
	4EME	D6	10,547	7,499	10,539	7,872
	5EME	D7	10,562	7,496	10,547	7,949
	6EME	D8	10,555	7,490	10,554	8,009
	TERRASSE	D9	10,537	7,583	10,558	8,053
	SM	D10	12,050	8,550	12,041	8,634

At the bottom of the window are navigation buttons (back, forward, etc.) and a "OK" button.

Figure VI – 2 Centre de masse d'excentricité

Tableau VI – 1 Vérification de l'excentricité.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
SS	D1	10,607	10,719	-0,112	1,03	7,358	6,779	0,579	0,755
RDC	D2	10,557	10,599	-0,042	1,03	7,4	7,19	0,21	0,755
1ER	D3	10,529	10,549	-0,02	1,03	7,521	7,455	0,066	0,755
2EME	D4	10,538	10,533	0,005	1,03	7,51	7,635	-0,125	0,755
3EME	D5	10,538	10,533	0,005	1,03	7,51	7,769	-0,259	0,755
4EME	D6	10,547	10,539	0,008	1,03	7,499	7,872	-0,373	0,755
5EME	D7	10,562	10,547	0,015	1,03	7,496	7,949	-0,453	0,755
6EME	D8	10,555	10,554	0,001	1,03	7,49	8,009	-0,519	0,755
TERRASSE	D9	10,537	10,558	-0,021	1,03	7,583	8,053	-0,47	0,755
SM	D10	12,05	12,041	0,009	1,03	8,55	8,634	-0,084	0,755

**Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_{k-} - \delta_{k-1}$$

**Tableau VI –2 Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.**

Plancher	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D9	2,0584	0,2504	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	D8	1,808	0,2606	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	D7	1,5474	0,267	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D6	1,2804	0,2675	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D5	1,0129	0,261	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D4	0,7519	0,2444	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D3	0,5075	0,2142	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D2	0,2933	0,1699	306	3,06	Condition vérifiée
Sous-Sol	D1	0,1234	0,1234	459	4,59	Condition vérifiée

**Tableau VI –3 Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.**

Plancher	Diaphragme	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D9	0,8727	0,1148	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	D8	0,7579	0,1166	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	D7	0,6413	0,1173	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D6	0,524	0,1149	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D5	0,4091	0,1094	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D4	0,2997	0,0999	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D3	0,1998	0,0856	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D2	0,1142	0,0661	306	3,06	Condition vérifiée
Sous-Sol	D1	0,0481	0,0481	459	4,59	Condition vérifiée

❖ **Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91)**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{32,13}{500} = 0.06426 \text{ m}$$

Avec :

$\delta_{\max}$  : Déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

✓ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{\max-x} = 0.0205 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{\max-y} = 0.0087 \text{ m}$

On admet que

$$\delta_{\max-x} = 0.0205 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.06426 \text{ .....Condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max-y} = 0.0087 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.06426 \text{ .....Condition vérifiée}$$

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0.8 V$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

**Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :**

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

D'après l'article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{logiciel}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}.$$



Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	221,91	-11,60	0,00	52,846	813,742	-1768,1
	EX	11	U1	96,22	-1,78	0,00	3,310	224,116	-710,9
	EX	12	U1	0,24	7,57	0,00	-25,805	0,814	78,15
⇒	EX	All	All	2047,12	128,06	0,00	2659,247	41901,897	16166,3
	EY	1	U2	-82,69	3,54	0,00	-76,278	-1788,119	659,18
	EY	2	U2	98,88	2395,65	0,00	-52188,293	2191,476	24551,9
	EY	3	U2	1,16	0,90	0,00	-19,023	22,552	0,460
	EY	4	U2	-21,84	0,87	0,00	-2,422	-100,376	170,64
	EY	5	U2	-6,10	0,55	0,00	-3,120	-25,312	52,26
	EY	6	U2	3,94	19,91	0,00	-151,191	20,441	159,21
	EY	7	U2	-0,06	0,00	0,00	-0,016	-0,254	0,895
	EY	8	U2	36,55	749,78	0,00	-3837,148	191,740	7646,7
	EY	9	U2	-0,02	0,00	0,00	0,001	-0,020	0,176
	EY	10	U2	-11,60	0,61	0,00	-2,762	-42,529	92,40
	EY	11	U2	-1,78	0,03	0,00	-0,061	-4,136	13,12
⇒	EY	12	U2	7,57	235,74	0,00	-803,496	25,349	2433,4
	EY	All	All	128,06	2535,00	0,00	52407,898	2690,609	26064,4

OK

Figure VI – 3 Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 2047,13 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 2535 \text{ KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>
<b>Sens X-X</b>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	1644,160635	1315,328508	2047,13	Condition vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	1644,160635	1315,328508	2535	Condition vérifiée

### ❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre 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 le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

0,10 <  $\theta_K$  < 0,20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0,20$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Suivant Ex :

Tableau VI – 4 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Niveau	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$	$h_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	Condition
Etag7	81,14	0,002504	3,06	477,24	0,00013913	Vérifiée
Etagr6	2952,72	0,002504	3,06	851,07	0,002839029	Vérifiée
Etag5	5587,49	0,002504	3,06	1145,05	0,003993054	Vérifiée
Etag4	8219,63	0,002504	3,06	1389,27	0,004841484	Vérifiée
Etag3	10884,23	0,002504	3,06	1592,78	0,005591841	Vérifiée
Etag2	13548,83	0,002504	3,06	1760,58	0,006297366	Vérifiée
Etag1	16213,43	0,002504	3,06	1893,14	0,007008177	Vérifiée
RDC	18912,46	0,002504	3,06	1985,5	0,00779455	Vérifiée
Sous-sol	21429,31	0,002504	4,59	2047,13	0,005710635	Vérifiée

Suivant Ey :

Tableau VI – 5 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Niveau	$P_k$ (KN)	$K_y$	$h_k$	$V_y$ (m)	$\Delta k$	Condition
Etag7	81,14	0,001148	3,06	585,51	0,00005199	Vérifiée
Etagr6	2952,72	0,001148	3,06	1067,5	0,001037707	Vérifiée
Etag5	5587,49	0,001148	3,06	1439,61	0,001456104	Vérifiée
Etag4	8219,63	0,001148	3,06	1741,35	0,00177087	Vérifiée
Etag3	10884,23	0,001148	3,06	1991,12	0,002050788	Vérifiée
Etag2	13548,83	0,001148	3,06	2192,74	0,002318116	Vérifiée
Etag1	16213,43	0,001148	3,06	2353,46	0,002584571	Vérifiée
RDC	18912,46	0,001148	3,06	2465,32	0,002878029	Vérifiée
Sous-sol	21429,31	0,001148	4,59	2535	0,002114265	Vérifiée

Conclusion :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé a l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs

**Poutres****Introduction :**

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

**.Recommandations du RPA 99 vs 2003 :****Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%** en zone courante.
  - 6%** en zone de recouvrement.

**Tableau VII- 8** *Recommandations du RPA*

Section [cm <sup>2</sup> ]	0.5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4% bh [cm <sup>2</sup> ]	6% bh [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale (25x35)</b>	4.375	35	52.50
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	4.375	35	52.50
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	3	24	36
<b>Poutre palière (20x30)</b>	3	24	36

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II<sub>a</sub>.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤  $S_{tmax} = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \varnothing \right)$  en zone nodale et en travée

➤  $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement

La valeur du diamètre  $\varnothing_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales :**

Les poutres sont ferrailées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

**Calcul du moment réduit**

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

On distingue deux cas:

Si  $\mu < \mu_l = 0,392$  : Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

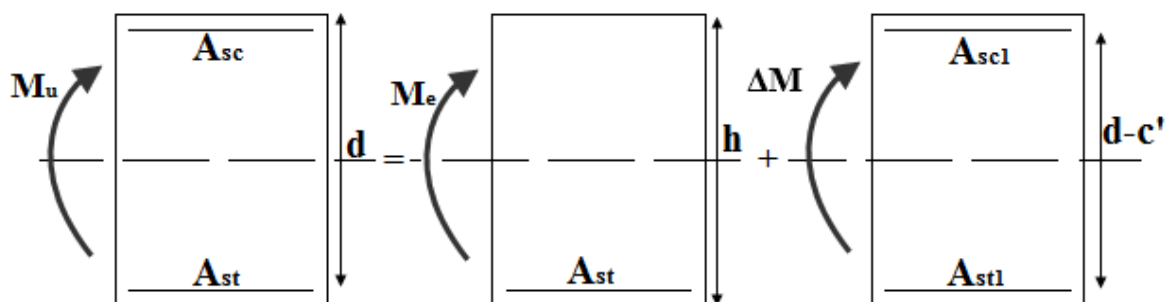


Figure VII – 5 : section doublement armée.

**Les efforts internes et Ferrailage des poutres :**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

**Tableau VII- 9** Ferrailage des poutres a l'ELU

	Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre Principale</b>	Travée	33,39	0,090	SSA	0,953	3,098	2,1875	3HA14	4,62
	Appuis	65,513	0,174	SSA	0,904	6,408	2,1875	3HA14+2 HA12	6,88
<b>Poutre Secondaire</b>	Travée	31,036	0,082	SSA	0,957	2,867	2,1885	3 HA14	4,62
	Appuis	63,053	0,168	SSA	0,907	6,147	2,189	3 HA14+2 HA12	6,88
<b>Poutre de Chainage</b>	Travée	2,548	0,012	SSA	0,994	0,227	1,5	3 HA12	3,39
	Appuis	4,543	0,022	SSA	0,989	0,406	1,5	3 HA12	3,39
<b>Poutre Palière</b>	Travée	4,025	0,018	SSA	0,991	0,359	1,5	3 HA12	3,39
	Appuis	9,07	0,042	SSA	0,979	0,819	1,5	3 HA12	3,39

**1) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)**

**Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

**Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)**

Il faut vérifier :  $St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{MPa.}$$

**Tableau VII- 10** Ferrailage d'armatures transversales

Section [cm <sup>2</sup> ]	zone	BEAL			RPA		Section Adepte			
		$\phi$ Cm	St Cm	$At_{Min}$ Cm <sup>2</sup>	St Cm	At Cm <sup>2</sup>	$\phi$ mm	$St_{Min}$ Cm <sup>2</sup>	Ferrailage	Aadp Cm <sup>2</sup>
<b>Poutre principale (25x35)</b>	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	nodale	0,8	25	0,5	7	0,42	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,9		15	4 HA8	2,01
<b>Poutre palière (20x30)</b>	nodale	0,8	25	0,5	7	0,42	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,9		15	4 HA8	2,01

### 2) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.

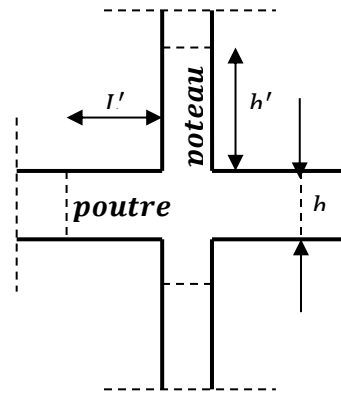


Figure VII – 6 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max (59,5; 25; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$ .
- Poutre Principale  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .
- Poutre Secondaire  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

#### Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$L_s = 42,32 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0.4Ls

$L_c = 18 \text{ cm}$

#### Vérification à l'ELU :

### 3) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

#### ❖ Calcul de la section minimale.

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

Tableau VII- 11 Vérification condition de non fragilité

	Localisation	$A_{st}^{min}$	$A_{Adopte}$	Observation
Poutre Principale	Travée	0,9735469	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,9735469	6,88	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	0,9735469	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,9735469	6,88	Condition vérifiée
Poutre de Chainage	Travée	0,6580875	3,39	Condition vérifiée
	Appuis	0,6580875	3,39	Condition vérifiée
Poutre Palière	Travée	0,6580875	3,39	Condition vérifiée
	Appuis	0,6580875	3,39	Condition vérifiée

**Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

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

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

**Tableau VII- 12 : Vérification aux cisaillements.**

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	(MPa)	(MPa)	Observation
<b>Poutre principale (25x35)</b>	82,27	25	32,5	0,101	2,5	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	111,95	25	32,5	0,138	2,5	Condition vérifiée
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	5,37	20	27,5	0,010	2,5	Condition vérifiée
<b>Poutre palière (20x30)</b>	14,3	20	27,5	0,026	2,5	Condition vérifiée

**4) Influence de l'effort tranchant.**

✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

**Tableau VII- 13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

Poutres	b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Observation
<b>Poutre principale (25x35)</b>	25	32,5	25	1,5	82,27	487,5	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	25	32,5	25	1,5	111,95	487,5	Condition vérifiée
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	20	27,5	25	1,5	5,37	330	Condition vérifiée
<b>Poutre palière (20x30)</b>	20	27,5	25	1,5	14,3	330	Condition vérifiée

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil

de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  la vérification n'est pas nécessaire

**Tableau VII- 14 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.**

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$M_u^{\max}$ (KN.m)	d (cm)	$0,9 \times d$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\max}$ (KN)	Observation
<b>Poutre principale (25x35)</b>	82,27	24,338	32,5	29,25	81,438	0,234	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	111,95	22,489	32,5	29,25	111,181	0,320	Condition vérifiée
<b>Poutre de chaînage (20x30)</b>	5,37	1,832	27,5	24,75	5,296	0,015	Condition vérifiée
<b>Poutre palière (20x30)</b>	14,3	2,876	27,5	24,75	14,184	0,041	Condition vérifiée

5) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

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

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

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

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

Tableau VII- 15 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

Poutres	Ferrailage	$T_u$	$d$	$\sum U_i(\text{mm})$	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\overline{\tau_{se}}(\text{MPa})$	Observation
Poutre principale (25x35)	3HA14+2HA12	82,27	32,5	224,24	0,0125430	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25x35)	3HA14+2HA12	111,95	32,5	131,88	0,0290214	3,15	Condition vérifiée
Poutre de chaînage (20x30)	3HA12	5,37	27,5	113,097	0,0019184	3,15	Condition vérifiée
Poutre palière (20x30)	3HA12	14,3	27,5	113,097	0,0051086	3,15	Condition vérifiée

: Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Tableau VII- 16 Vérification à l'ELS

	Localisation	$M_s^{max}$ [kN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$k_1$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Travée	24,338	4,62	0,853	0,869	0,125	23,164	5,41E-03	15	Condition vérifiée
	Appuis	24,338	6,88	0,853	0,869	0,125	23,164	5,41E-03	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	22,489	4,62	0,573	0,865	0,173	19,483	8,89E-03	15	Condition vérifiée
	Appuis	22,489	6,88	0,573	0,865	0,173	19,483	8,89E-03	15	Condition vérifiée
Poutre de Chainage	Travée	1,832	3,39	0,611	0,884	0,022	28,1	7,91E-04	15	Condition vérifiée
	Appuis	1,832	3,39	0,611	0,884	0,022	28,1	7,91E-04	15	Condition vérifiée
Poutre Palière	Travée	2,876	3,39	0,611	0,884	0,035	28,1	1,24E-03	15	Condition vérifiée
	Appuis	2,876	3,39	0,611	0,884	0,035	28,1	1,24E-03	15	Condition vérifiée



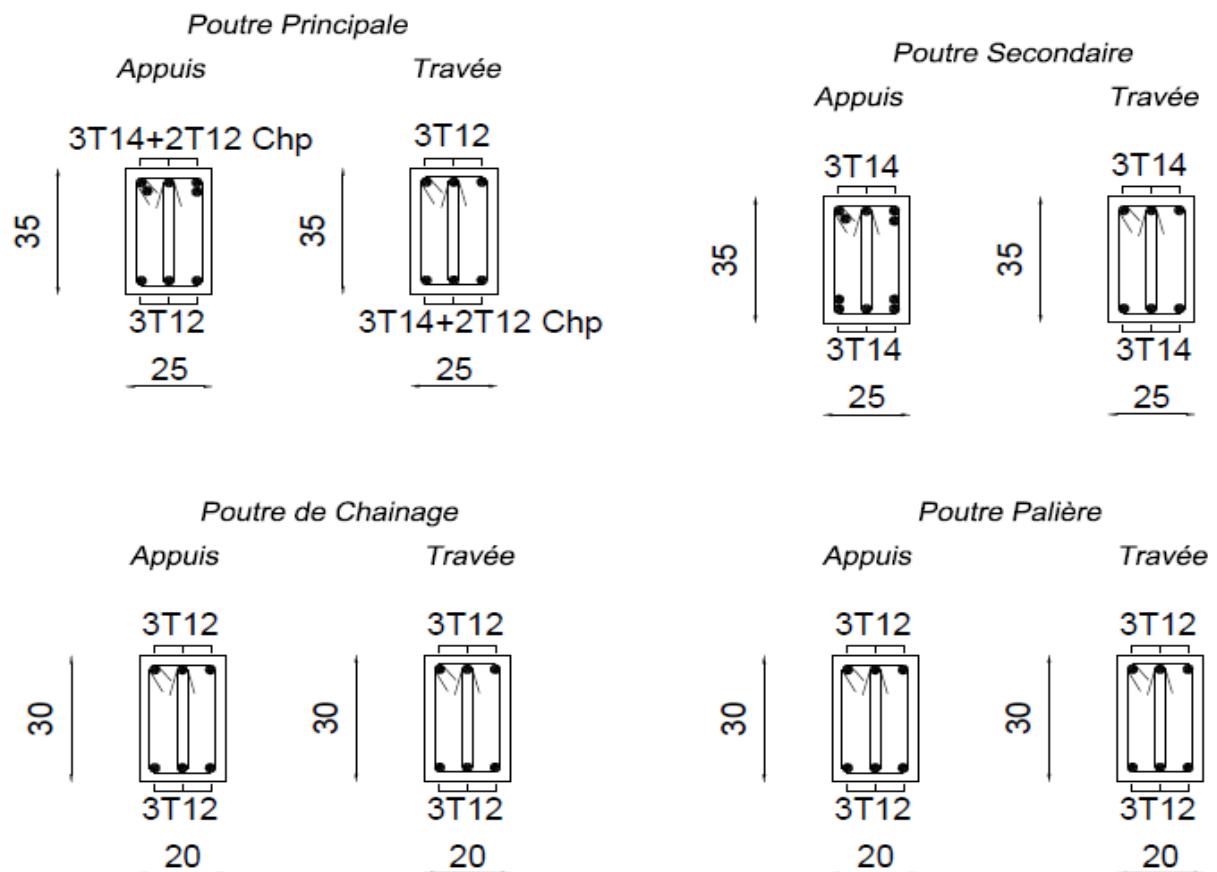


Figure VII – 7 Schémas de ferraillage des poutres

## Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

### VI .II. Etude des poteaux

#### Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation . Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

**Tableau VII-1** : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	$\gamma_s$	$F_e[MPa]$	$\sigma_s[MPI\alpha]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

### Recommandations et exigences du RPA

#### a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

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.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone IIa.

**Tableau VII- 2** : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

Sections des poteaux $cm^2$	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5
30X30	7,2	36	54
25X25	5	25	37,5

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### Calcul des Armatures :

#### Armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

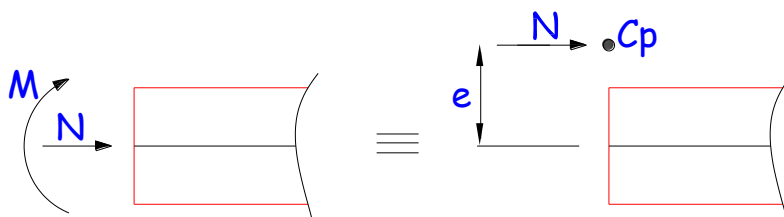


Figure VII – 1 : Section en flexion composée

#### Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

#### 1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

##### 1<sup>er</sup> cas :

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression ou de traction.

##### 2<sup>ème</sup> cas :

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**1<sup>er</sup> cas :** Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** Section doublement armée :

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

## 2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$C$  : Le centre de pression ce trouve entre les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

## 3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$C$  : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

$N$  : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

### Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

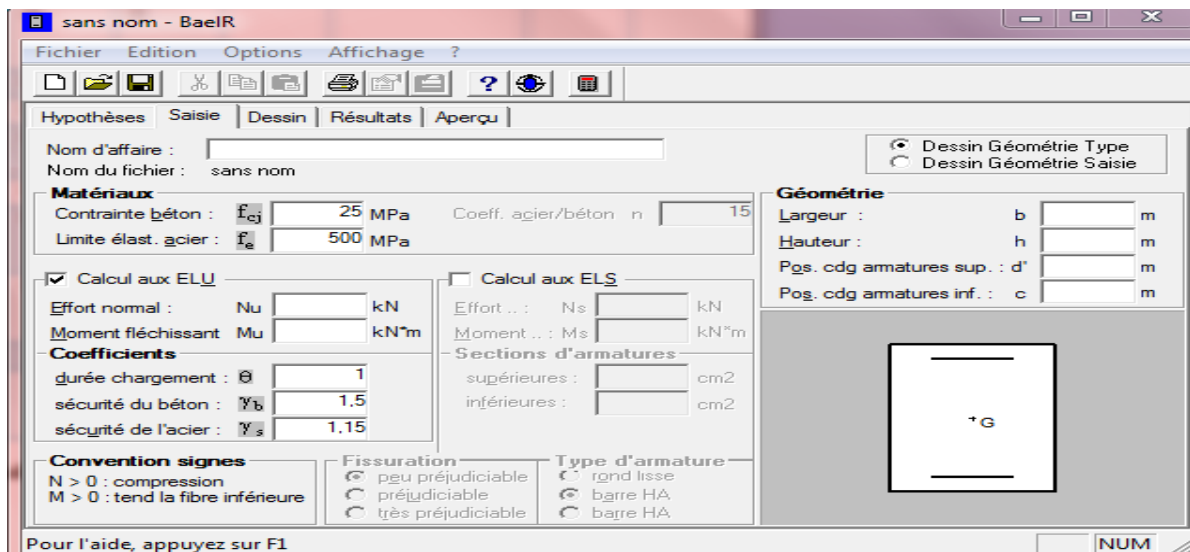


Figure VII – 2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII- 3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	$A_{Inf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{Sup}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{ad}$ cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> ⇔ 7 <sup>ème</sup> – S	40 x 40	$N_{max}$	1281,16	$M_{corr}$	2,833	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA24	14,19
		$N_{min}$	197,79	$M_{corr}$	5,804	0.8G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	37,191	$N_{corr}$	918,06	ELU	SEC	0	0			
2 <sup>ème</sup>	35 x 35	$N_{max}$	778,76	$M_{corr}$	7,431	ELU	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		$N_{min}$	87,07	$M_{corr}$	6,09	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	16,716	$N_{corr}$	440,9	ELU	SEC	0	0			
5 <sup>ème</sup> ⇔ 7 <sup>ème</sup>	30 x 30	$N_{max}$	375,25	$M_{corr}$	9,778	ELU	SEC	0	0	7,2	4HA14+4HA12	10,67
		$N_{min}$	27,54	$M_{corr}$	5,163	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	14,444	$N_{corr}$	124,22	ELU	SEC	0	0			
Salle Machine	25 x 25	$N_{max}$	29,89	$M_{corr}$	0,816	ELU	SEC	0	0	5	8HA12	9,05
		$N_{min}$	12,49	$M_{corr}$	1,093	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	2,803	$N_{corr}$	29,73	ELU	SEC	0	0			

**Vérifications à l'ELU :**

**Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

**a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$ . Soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**b. Espacement des armatures transversales :**

**Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

**Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)**

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

**c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.}$$

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$I_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0,7L_0$

**Tableau VII- 4: Vérification de la quantité d'armatures transversales**

Poteaux	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$		$A_{adoptée} [\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante $S_t=15 \text{ cm}$	Zone nodale $S_t=10 \text{ cm}$		
40x40	459	321,3	8,0325	1,8	1,2	2,01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2,01	Condition vérifiée
30x30	306	214,2	7,14	1,35	0,9	2,01	Condition vérifiée
25x25	306	214,2	8,568	1,125	0,75	2,01	Condition vérifiée

### 1) Délimitation 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.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

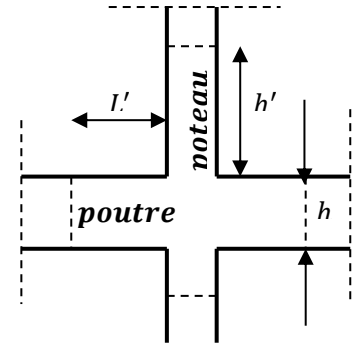


Figure VII – 3 zone nodale.

Tableau VII- 5 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau (40*40)	4,59	$h' = \text{Max} (\frac{459-35}{6}; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (30*30)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60) = 60\text{m}$
Poteau (25*25)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60) = 60\text{m}$

### 2) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II<sub>a</sub>.

- ✓ Poteaux (40 x 40) :  $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (35 x 35) :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (30 x 30) :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (25 x 25) :  $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ .

**Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42,32 \text{ cm}$

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 aciers HA.

- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 22,57 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16,92 \text{ cm}$ .

**1) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Tableau VII- 6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.**

<b>Poteau (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>h_e</math> (m)</b>	<b><math>b=h</math> (mm)</b>	<b><math>\lambda_g \geq 5</math></b>	<b><math>d</math> (mm)</b>	<b><math>T_u</math> <math>\times 10^3 N</math></b>	<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	<b><math>\bar{\tau}_{bu}</math> (MPa)</b>	<b>Observation</b>
40x40	4.59	400	8,0325	375	23,23	0,15	2,01	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6,12	325	11,55	0,10	1,53	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7,14	275	13,3	0,16	1,79	Condition vérifiée
25x25	3.06	250	8,568	225	1,49	0,03	2,14	Condition vérifiée

**Vérifications à l'ELS :**

**a. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 MPa$$



Tableau VII- 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Niveau	Poteaux	$N_s$ Effort Normal (KN)		$M_s$ Moment (KN.m)		Etat des contrainte	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{ad}$	$\sigma_{\text{acier}}^s$	$\sigma_{\text{acier}}^i$	$\sigma_{\text{acier}}^{ad}$	Observation
$I^{er} \Rightarrow SOL-S$	40 x 40	$N_{max}$	1280	$M_{corr}$	2,816	SEC	6,5	6,2	15	96,9	92,6	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	197,89	$M_{corr}$	5,918	SEC	1,3	0,6	15	19,2	10,1	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	918,52	$M_{max}$	37,222	SEC	6,7	2,4	15	96,4	39,6	348	Condition vérifiée
$2^{ème} \Rightarrow 4^{ème}$	35 x 35	$N_{max}$	778,05	$M_{corr}$	7,619	SEC	5,5	4,2	15	81,4	65	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	87,17	$M_{corr}$	6,213	SEC	1,1	0	15	14,9	1,5	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	440,53	$M_{max}$	16,749	SEC	4,2	1,4	15	59,6	23,3	348	Condition vérifiée
$5^{ème} \Rightarrow 7^{ème}$	30 x 30	$N_{max}$	374,96	$M_{corr}$	9,963	SEC	4,3	1,8	15	62	30,2	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	22,65	$M_{corr}$	5,105	SEC	0,9	0	15	11,7	-10,7	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	94,86	$M_{max}$	18,33	SPC	3,4	0	15	43,4	-33,8	348	Condition vérifiée
Salle Machine	25 x 25	$N_{max}$	29,9	$M_{corr}$	0,824	SEC	0,5	0,2	15	7,1	2,9	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	12,49	$M_{corr}$	1,093	SEC	0,4	0	15	4,9	-1	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	29,73	$M_{max}$	2,801	SPC	0,9	0	15	12,3	-3,3	348	Condition vérifiée

### Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

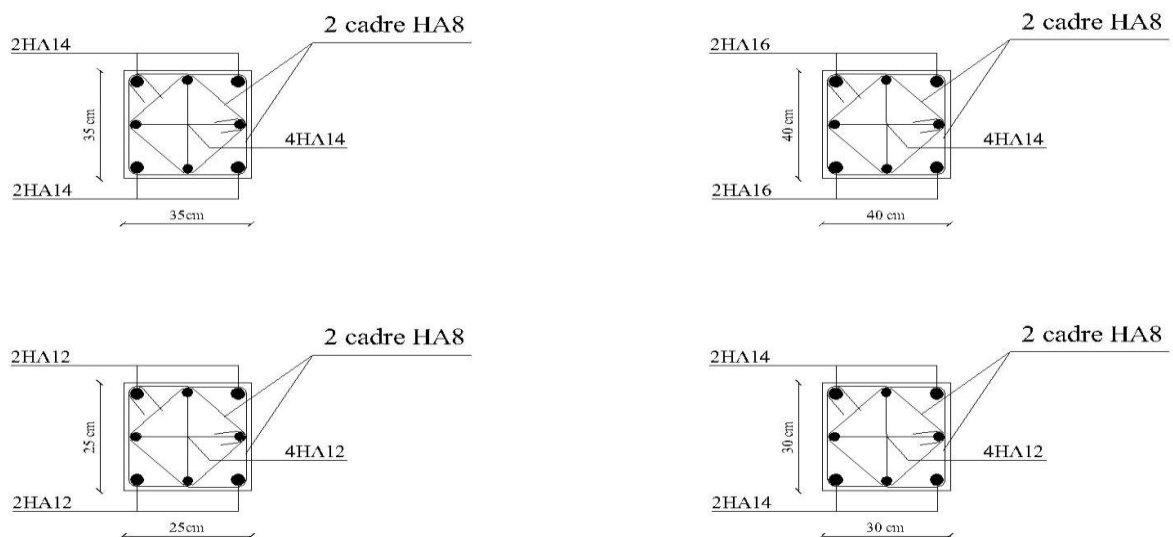


Figure VII – 4 : Ferrailage des poteaux.

### Ferraillage des Voiles :

#### **Introduction :**

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement, le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### **a) Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

#### **Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

##### **Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :  
$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.}$$
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**• Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**✓ 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  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**✓ Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ( e = 25 cm )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/( 10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement:** (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

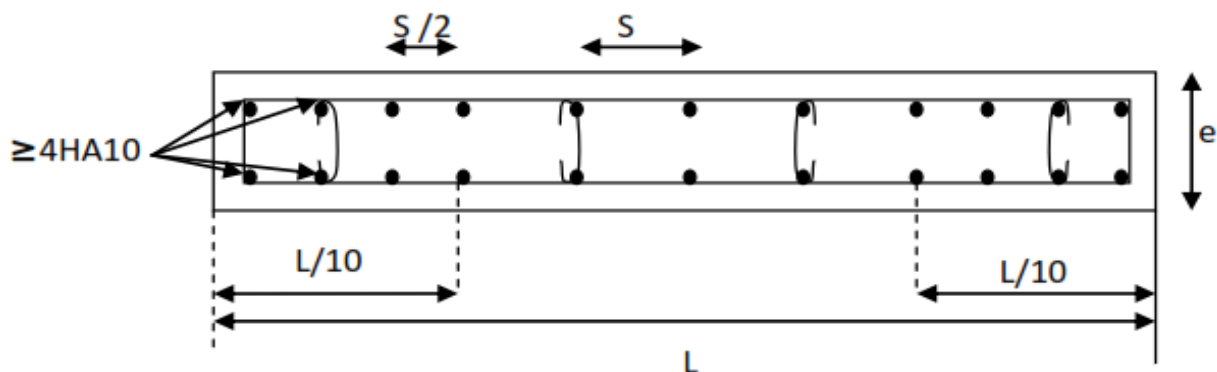


Figure VII-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**Exposé de la méthode de calcul :**

calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M}{N}$

**Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N$ ,  $M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :  $B$  : Section de béton

$I$  : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$V, V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

$M$  et  $N$  sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

**Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left( \frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  si  $N_u$  est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$  si  $N_u$  est un effort de traction

**Ferraillage du voile :**

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle ;  $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec :  $A_V$  : section des armatures tendue du voile.

**Vérification a ELU :**

**Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0,002B \quad (\text{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{array} \right.$$

**Exigences du RPA 99 (version 2003)**

**Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendu} \geq 0,2\% B \times l_t$  (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)

Avec :

**B** : la section de voile

**$l_t$**  : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\% B \quad (\text{Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003})$$

**Zone courante :**

On doit vérifier :  $A_{total\ courante} \geq 0,10\% LC \times b$  (Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)

Avec

**$LC = L - 2L/10$**  : La longueur de la zone courante

**B** : la largeur de voile.

**Les vérifications :**

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1,4 \times T$

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute.

**D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$  : contrainte de cisaillement admissible

Tableau VII- 17 Ferraillage de Voile 1

	Solicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah    cm²		At   / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		$\tau b$	Observation				$\tau u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation		
ss	-4234,85	1590,644	3,19	ELU	-1453,49	-2485,91	0	0	0	0,01	0,01	0,01	43	5	11,13	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA	10	15	0,74	Condition vérifiée	0,53	Condition vérifiée	1,49	Condition vérifiée
	-1592,17	4098,285	163,06	08GEX MAX	589,47	-2070,55	6,69	493,25	14,17	4,89	19,06	9,53	43	5														
	-2979,21	19433,165	1025,64	GQEY MAX	4920,93	-7692,29	5,24	3226,16	92,71	24,08	116,79	58,39	43	11,13														
RDC	-3663,11	1371,123	10,42	ELU	-1258,80	-2148,74	0	0	0	0,05	0,05	0,02	43	5	9,18	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,74	Condition vérifiée	0,53	Condition vérifiée	1,12	Condition vérifiée
	-1392,22	3329,018	226,87	08GMEX MAX	432,82	-1727,90	6,88	372,08	10,69	6,98	17,68	8,84	43	5														
	-1810,16	14412,978	1025,35	08GMEY MAX	3835,48	-5519,35	5,07	2432,66	69,90	23,29	93,19	46,60	43	9,18														
I	-3196,32	1177,569	12,48	ELU	-1104,51	-1868,81	0	0	0	0,06	0,06	0,03	43	5	7,10	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,68	Condition vérifiée	0,49	Condition vérifiée	0,88	Condition vérifiée
	-1202,46	2594,364	217,77	08GEX MAX	282,66	-1401,23	7,16	252,85	7,27	6,98	14,24	7,12	43	5														
	-2238,96	11756,283	946,62	GQEY MAX	2773,87	-4856,62	5,47	1897,91	54,54	23,20	77,73	38,87	43	7,10														
2	-2750,62	1010,891	7,31	ELU	-951,30	-1607,42	0	0	0	0,03	0,03	0,02	43	5	5,57	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,62	Condition vérifiée	0,44	Condition vérifiée	0,66	Condition vérifiée
	-1016,73	1946,549	192,2	08GEX MAX	158,81	-1104,61	7,52	149,26	4,29	6,47	10,76	5,38	43	5														
	-1924,78	9018,363	857,34	GQEY MAX	2031,47	-3821,96	5,62	1425,92	40,97	21,55	62,53	31,26	43	5,57														
3	-2299,02	841,342	18,74	ELU	-796,27	-1342,35	0	0	0	0,08	0,08	0,04	43	5	5,00	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,54	Condition vérifiée	0,39	Condition vérifiée	0,46	Condition vérifiée
	-832,05	1377,655	165,3	08GEX MAX	60,09	-834,09	8,02	60,25	1,73	5,94	7,67	3,83	43	5														
	-1607,98	6562,221	747,39	GQEY MAX	1381,73	-2877,52	5,81	1003,50	28,84	19,44	48,28	24,14	43	5,00														
4	-1842,32	679,599	20,72	ELU	-636,34	-1077,44	0	0	0	0,09	0,09	0,05	43	5	5	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,45	Condition vérifiée	0,32	Condition vérifiée	0,30	Condition vérifiée
	-647,87	900,415	136,08	08GEX MAX	-9,12	-593,55	0	0	0	0,61	0,61	0,30	43	5														
	-1288,77	4448,14	623,23	GQEY MAX	844,12	-2042,98	6,09	642,12	18,45	16,98	35,43	17,72	43	5														
5	-1382,36	513,903	23,04	ELU	-476,18	-809,73	0	0	0	0,10	0,10	0,05	43	5	5	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,36	Condition vérifiée	0,26	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée
	-460,99	535,504	98,07	08GEX MAX	-40,63	-388,20	0	0	0	0,44	0,44	0,22	43	5														
	-967,69	2697,9	494,57	GQEY MAX	425,46	-1325,63	6,51	346,24	9,95	14,41	24,36	12,18	43	5														
6	-919,68	341,618	21,59	ELU	-316,89	-538,62	0	0	0	0,10	0,10	0,05	43	5	5	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,24	Condition vérifiée	0,17	Condition vérifiée	0,05	Condition vérifiée
	-269,56	263,139	65,75	08GEX MAX	-39,98	-210,77	0	0	0	0,29	0,29	0,15	43	5														
	-644,57	1320,437	335,29	GQEY MAX	128,72	-728,32	7,31	117,59	3,38	10,97	14,35	7,17	43	5														
T	-453,4	167,723	453,4	ELU	-156,45	-265,31	0	0	0	2,03	2,03	1,01	43	5	5	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,23	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-76,02	132,267	76,02	08GEX MAX	7,57	-78,28	7,84	7,42	0,21	2,67	2,88	1,44	43	5														
	-319,25	440,68	319,25	GQEY MAX	-5,48	-291,50	0	0	0	1,43	1,43	0,71	43	5														

Tableau VII- 18 Ferraillage de Voile 2

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At /ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation
ss	-3553,76	73,33	1,62	ELU	-3984,33	-4280,22	0	0,00	0,00	0,02	0,02	0,01	8,625	2,50	10,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,70	Condition vérifiée	0,50	Condition vérifiée	1,52	Condition vérifiée
	-1474,94	1861,26	387,4	08GEX MAX	2040,13	-5470,22	2,51	640,81	18,41	12,49	30,90	15,45	8,625	6,15														
	-2433,42	3613,59	387,82	GQEX MAX	4461,01	-10120,13	2,39	1335,23	38,37	11,91	50,28	25,14	8,625	10,50														
RDC	-3094,39	73,35	5,22	ELU	-3450,13	-3746,12	0	0,00	0,00	0,07	0,07	0,03	8,625	2,50	4,60	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,46	Condition vérifiée	0,33	Condition vérifiée	0,65	Condition vérifiée
	-1302,76	1282,95	253,36	08GEX MAX	1073,56	-4103,24	2,73	366,96	10,54	8,89	19,43	9,72	8,625	3,55														
	-2110,18	2035,01	254,84	GQMEY MAX	1652,03	-6559,43	2,76	569,11	16,35	9,01	25,36	12,68	8,625	4,60														
I	-2676,62	66,80	6,06	ELU	-2977,58	-3247,12	0	0,00	0,00	0,08	0,08	0,04	8,625	2,50	5,70	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,41	Condition vérifiée	0,30	Condition vérifiée	0,39	Condition vérifiée
	-1133,02	1821,48	228,16	08GEX MAX	2357,45	-4992,38	2,34	690,56	19,84	6,86	26,70	13,35	8,625	5,70														
	-1821,48	1511,60	229,88	GQMEY MAX	931,72	-5167,72	2,92	340,43	9,78	8,62	18,40	9,20	8,625	3,15														
2	-2302,77	60,45	5,81	ELU	-2555,67	-2799,61	0	0,00	0,00	0,07	0,07	0,04	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,41	Condition vérifiée	0,29	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée
	-966,35	517,41	224,69	08GEX MAX	-79,78	-2167,55	3,58	-35,72	-1,03	10,32	9,30	4,65	8,625	2,50														
	-1564,91	1115,69	226,26	GQMEY MAX	431,28	-4070,61	3,12	168,17	4,83	9,05	13,89	6,94	8,625	2,50														
3	-1923,85	56,57	7,37	ELU	-2122,90	-2351,17	0	0,00	0,00	0,09	0,09	0,05	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,37	Condition vérifiée	0,26	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée
	-799,35	348,20	202,25	08GEX MAX	-226,97	-1631,98	4,01	-113,69	-3,27	10,40	7,13	3,56	8,625	2,50														
	-1306,57	767,99	204,18	GQMEX MAX	30,18	-3068,72	3,42	12,89	0,37	8,95	9,32	4,66	8,625	2,50														
4	-1541,00	49,33	8,3	ELU	-1692,33	-1891,39	0	0,00	0,00	0,11	0,11	0,05	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,32	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée	-0,10	Condition vérifiée
	-631,59	332,92	174,07	08GEX MAX	-62,73	-1406,08	3,61	-28,32	-0,81	8,06	7,25	3,62	8,625	2,50														
	-1046,39	511,13	176,22	GQMEY MAX	-185,51	-2247,95	3,76	-87,20	-2,51	8,50	5,99	3,00	8,625	2,50														
5	-1156,09	40,57	8,19	ELU	-1262,44	-1426,14	0	0,00	0,00	0,11	0,11	0,05	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,30	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	-0,02	Condition vérifiée
	-463,26	393,847	163,47	08GEX MAX	255,93	-1333,28	0	0,00	0,00	2,10	2,10	1,05	8,625	2,50														
	-719,17	397,956	165,54	GQMEX MAX	-33,35	-1639,14	3,52	-14,68	-0,42	7,48	7,06	3,53	8,625	2,50														
6	-769,11	33,18	8,74	ELU	-827,36	-961,26	0	0,00	0,00	0,11	0,11	0,06	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,23	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée	0,12	Condition vérifiée
	-293,99	403,88	125,09	08GEX MAX	472,99	-1156,69	2,45	144,78	4,16	3,93	8,09	4,04	8,625	2,50														
	-456,51	405,86	127,27	GQMEX MAX	288,01	-1349,67	2,84	102,36	2,94	4,64	7,58	3,79	8,625	2,50														
T	-378,84	24,16	14,21	ELU	-391,77	-489,25	0	0,00	0,00	0,18	0,18	0,09	8,625	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,08	Condition vérifiée	0,06	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée
	-122,35	248,96	62,16	08GEX MAX	360,02	-644,56	2,21	99,62	2,86	1,76	4,63	2,31	8,625	2,50														
	-231,27	272,41	45,24	GQMEY MIN	280,68	-818,52	2,57	90,13	2,59	1,49	4,08	2,04	8,625	2,50														



Tableau VII- 19 Ferraillage de Voile 3 a

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma bc$	Observation
ss	-3480,10	2942,75	281,6	GQEY MIN	338,92	-6457,78	4,32	183,15	5,26	11,84	17,10	8,55	11,375	2,50	8,10	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,37	Condition vérifiée	0,27	Condition vérifiée	1,52	Condition vérifiée
	363,30	2985,17	274,45	08GMEY MAX	3766,73	-3127,96	2,06	971,92	27,93	5,51	33,44	16,72	11,375	8,10														
	-176,62	2993,87	272,23	GQEY MAX	3302,12	-3612,66	2,38	981,21	28,20	6,29	34,49	17,24	11,375	7,25														
RDC	-2953,67	2018,17	222,6	GQEY MIN	-266,01	-4927,25	0	0	0	8,57	8,57	4,29	11,375	2,50	5,57	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,27	Condition vérifiée	0,20	Condition vérifiée	1,03	Condition vérifiée
	208,54	2044,68	205,58	08GMEY MAX	2544,58	-2177,91	2,10	667,43	19,18	4,20	23,37	11,69	11,375	5,57														
	-269,58	2048,30	200,25	GQEY MAX	2128,43	-2602,41	2,50	665,91	19,14	4,87	24,01	12,01	11,375	4,80														
I	-2538,32	1606,90	210,03	GQEY MIN	-375,81	-4087,17	0	0	0	8,09	8,09	4,04	11,375	2,50	4,53	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,29	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	0,81	Condition vérifiée
	90,01	1625,53	210,03	08GEY MAX	1956,32	-1798,06	2,18	532,88	15,31	4,45	19,76	9,88	11,375	4,53														
	-333,93	1626,45	210,03	GQEY MAX	1584,70	-2171,83	2,63	521,08	14,97	5,37	20,35	10,17	11,375	3,87														
2	-2115,30	1217,61	199,29	GQEY MIN	-453,48	-3265,73	0	0	0	7,67	7,67	3,84	11,375	2,50	3,68	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,30	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	0,63	Condition vérifiée
	-2,12	1275,17	214,48	08GMEY MAX	1470,73	-1474,46	2,28	418,77	12,03	4,75	16,79	8,39	11,375	3,68														
	-368,03	1289,39	219,93	GQEY MAX	1165,47	-1812,56	2,77	403,45	11,59	5,92	17,52	8,76	11,375	3,16														
3	-1702,95	893,06	189,7	GQEY MIN	-465,77	-2528,43	0	0	0	7,30	7,30	3,65	11,375	2,50	2,86	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,29	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	0,45	Condition vérifiée
	-77,28	948,09	208	08GMEY MAX	1026,93	-1162,81	2,42	310,15	8,91	4,89	13,80	6,90	11,375	2,86														
	-383,63	962,50	214,44	GQEY MAX	774,26	-1448,77	2,97	286,99	8,25	6,18	14,43	7,22	11,375	2,50														
4	-1308,93	612,00	174,52	GQEY MIN	-443,95	-1857,46	0	0	0	6,72	6,72	3,36	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,28	Condition vérifiée	0,20	Condition vérifiée	0,28	Condition vérifiée
	-130,98	660,16	194,94	08GMEY MAX	647,22	-877,51	2,62	211,85	6,09	4,96	11,05	5,53	11,375	2,50														
	-377,34	673,62	202,05	GQEY MAX	446,19	-1109,64	3,25	180,99	5,20	6,38	11,58	5,79	11,375	2,50														
5	-936,81	379,757	158,11	GQEY MIN	-385,02	-1262,12	0	0	0	6,09	6,09	3,04	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,26	Condition vérifiée	0,18	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-156,99	163,892	179,34	08GMEY MAX	51,25	-327,28	3,93	25,20	0,72	6,86	7,59	3,79	11,375	2,50														
	-344,39	427,042	186,52	GQEY MAX	190,40	-795,92	3,67	87,38	2,51	6,66	9,17	4,59	11,375	2,50														
6	-595,39	22,28	132,42	GQEY MIN	-497,69	-549,14	0	0	0	5,10	5,10	2,55	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,18	Condition vérifiée	0,13	Condition vérifiée	0,12	Condition vérifiée
	-96,10	254,61	154,36	08GMEY MAX	209,55	-378,52	2,93	76,71	2,20	4,40	6,60	3,30	11,375	2,50														
	-96,10	254,61	132,42	GQEY MIN	209,55	-378,52	2,93	76,71	2,20	3,77	5,98	2,99	11,375	2,50														
T	-317,17	56,90	99,89	GQEY MIN	-213,13	-344,53	0	0	0	3,85	3,85	1,92	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,14	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-42,65	290,09	120,2	08GMEY MAX	297,51	-372,50	2,53	94,07	2,70	2,96	5,66	2,83	11,375	2,50														
	-172,36	319,74	99,89	GQEY MIN	217,72	-520,77	3,21	87,32	2,51	3,12	5,63	2,81	11,375	2,50														

Tableau VII- 20 Ferraillage de Voile 3 b

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At /ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma bc$	Observation
ss	-3480,10	2942,75	387,21	GQEY MIN	338,92	-6457,78	4,32	183,15	5,26	16,28	21,54	10,77	11,375	2,50	8,61	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,51	Condition vérifiée	0,37	Condition vérifiée	1,53	Condition vérifiée
	363,30	2985,17	378,51	08GMEY MAX	3766,73	-3127,96	2,06	971,92	27,93	7,60	35,53	17,76	11,375	8,61														
	-176,62	2993,87	376,21	GQEY MAX	3302,12	-3612,66	2,38	981,21	28,20	8,70	36,89	18,45	11,375	7,76														
RDC	-2953,67	2018,17	369,54	GQEY MIN	-266,01	-4927,25	0	0	0	3,59	3,59	1,80	11,375	2,50	6,28	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,47	Condition vérifiée	0,34	Condition vérifiée	1,05	Condition vérifiée
	208,54	2044,68	350,65	08GMEY MAX	2544,58	-2177,91	2,10	667,43	19,18	7,16	26,34	13,17	11,375	6,28														
	-269,58	2048,30	345,43	GQEY MAX	2128,43	-2602,41	2,50	665,91	19,14	8,41	27,54	13,77	11,375	5,50														
I	-2538,32	1606,90	345,28	GQEY MIN	-375,81	-4087,17	0	0	0	3,36	3,36	1,68	11,375	2,50	5,14	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,46	Condition vérifiée	0,33	Condition vérifiée	0,82	Condition vérifiée
	90,01	1625,53	334,81	08GMEY MAX	1956,32	-1798,06	2,18	532,88	15,31	7,10	22,41	11,20	11,375	5,14														
	-333,93	1626,45	332,72	GQEY MAX	1584,70	-2171,83	2,63	521,08	14,97	8,51	23,49	11,74	11,375	4,46														
2	-2115,30	1217,61	319,74	GQEY MIN	-453,48	-3265,73	0	0	0	3,11	3,11	1,55	11,375	2,50	4,18	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,44	Condition vérifiée	0,31	Condition vérifiée	0,63	Condition vérifiée
	-2,12	1275,17	317,33	08GMEY MAX	1470,73	-1474,46	2,28	418,77	12,03	7,03	19,06	9,53	11,375	4,18														
	-368,03	1289,39	318,17	GQEY MAX	1165,47	-1812,56	2,77	403,45	11,59	8,57	20,16	10,08	11,375	3,64														
3	-1702,95	893,06	293,12	GQEY MIN	-465,77	-2528,43	0	0	0	2,85	2,85	1,43	11,375	2,50	3,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,40	Condition vérifiée	0,28	Condition vérifiée	0,45	Condition vérifiée
	-77,28	948,09	289,07	08GMEY MAX	1026,93	-1162,81	2,42	310,15	8,91	6,79	15,71	7,85	11,375	3,25														
	-383,63	962,50	289,79	GQEY MAX	774,26	-1448,77	2,97	286,99	8,25	8,36	16,60	8,30	11,375	2,80														
4	-1308,93	612,00	259,49	GQEY MIN	-443,95	-1857,46	0	0	0	2,52	2,52	1,26	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,35	Condition vérifiée	0,25	Condition vérifiée	0,28	Condition vérifiée
	-130,98	660,16	253,82	08GMEY MAX	647,22	-877,51	2,62	211,85	6,09	6,46	12,55	6,28	11,375	2,50														
	-377,34	673,62	254,4	GQEY MAX	446,19	-1109,64	3,25	180,99	5,20	8,03	13,23	6,62	11,375	2,50														
5	-936,81	379,757	222,96	GQEY MIN	-385,02	-1262,12	0	0	0	2,17	2,17	1,08	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,29	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-156,99	163,892	215,37	08GMEY MAX	51,25	-327,28	3,93	25,20	0,72	8,24	8,96	4,48	11,375	2,50														
	-344,39	427,042	214,69	GQEY MAX	190,40	-795,92	3,67	87,38	2,51	7,67	10,18	5,09	11,375	2,50														
6	-595,39	22,28	6,96	ELU	-497,69	-549,14	0	0	0	0,07	0,07	0,03	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,11	Condition vérifiée	0,08	Condition vérifiée	0,12	Condition vérifiée
	-96,10	254,61	80,43	08GEX MAX	209,55	-378,52	2,93	76,71	2,20	2,29	4,50	2,25	11,375	2,50														
	-96,10	254,61	80,43	08GMEX MAX	209,55	-378,52	2,93	76,71	2,20	2,29	4,50	2,25	11,375	2,50														
T	-317,17	56,90	153,61	GQMEX MIN	-213,13	-344,53	0	0	0	1,49	1,49	0,75	11,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,21	Condition vérifiée	0,15	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-42,65	290,09	145,38	08GMEX MAX	297,51	-372,50	2,53	94,07	2,70	3,58	6,28	3,14	11,375	2,50														
	-172,36	319,74	151,21	GQMEX MIN	217,72	-520,77	3,21	87,32	2,51	4,72	7,23	3,61	11,375	2,50														

Tableau VII- 21 Ferraillage de Voile 4 a

	Solicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At /ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma bc$	Observation
ss	-3830,34	47,21	182,17	GQMEY MIN	-5946,98	-6310,11	0	0	0	2,81	2,81	1,40	6,25	2,50	2,65	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,32	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée	0,37	Condition vérifiée
	-1996,42	56,10	176,27	08GEX MAX	-2978,51	-3410,03	0	0	0	2,71	2,71	1,36	6,25	2,50														
	-891,28	612,33	127,47	GQEY MAX	929,07	-3781,17	2,01	233,07	6,70	3,94	10,64	5,32	6,25	2,65														
RDC	-3011,68	199,51	280,53	GQMEX MIN	-4051,35	-5586,02	0	0	0	4,32	4,32	2,16	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,30	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-1408,28	196,24	266,05	08GEX MAX	-1498,49	-3008,01	0	0	0	4,10	4,10	2,05	6,25	2,50														
	-1129,71	384,59	120,15	GQEY MIN	-328,33	-3286,74	0	0	0	1,85	1,85	0,93	6,25	2,50														
I	-2369,52	192,17	259,75	GQMEY MIN	-3052,13	-4530,33	0	0	0	4,00	4,00	2,00	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,32	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-957,85	190,92	247,85	08GEX MAX	-798,26	-2266,86	0	0	0	3,82	3,82	1,91	6,25	2,50														
	-1006,62	342,46	129,51	GQEY MIN	-293,45	-2927,73	0	0	0	1,99	1,99	1,00	6,25	2,50														
2	-1810,94	186,66	238,24	GQMEY MIN	-2179,60	-3615,41	0	0	0	3,67	3,67	1,83	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,34	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-584,14	186,12	227,43	08GEX MAX	-218,79	-1650,45	0	0	0	3,50	3,50	1,75	6,25	2,50														
	-887,01	299,01	135,22	GQEY MIN	-269,16	-2569,27	0	0	0	2,08	2,08	1,04	6,25	2,50														
3	-1330,76	176,74	209,6	GQMEY MIN	-1449,45	-2808,98	0	0	0	3,23	3,23	1,61	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,34	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	0,09	Condition vérifiée
	-288,76	174,11	199,1	08GEX MAX	207,63	-1131,67	2,11	54,83	1,58	6,48	8,05	4,03	6,25	2,50														
	-764,05	256,95	136,37	GQEY MIN	-234,22	-2210,74	0	0	0	2,10	2,10	1,05	6,25	2,50														
4	-942,75	158,50	177,01	GQMEY MIN	-898,80	-2118,00	0	0	0	2,73	2,73	1,36	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,33	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-85,40	154,50	167,31	08GEX MAX	457,60	-730,88	1,54	87,94	2,53	3,96	6,49	3,24	6,25	2,50														
	-636,62	215,40	132,54	GQEY MIN	-190,14	-1847,05	0	0	0	2,04	2,04	1,02	6,25	2,50														
5	-647,82	137,89	-144,45	GQMEY MIN	-506,17	-1566,85	0	0	0	-2,22	-2,22	-1,11	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	-0,32	Condition vérifiée	-0,23	Condition vérifiée	0,12	Condition vérifiée
	-25,21	131,77	135,32	08GEX MAX	466,46	-547,14	1,35	78,69	2,26	2,81	5,07	2,54	6,25	2,50														
	-504,61	177,81	-126,77	GQEY MIN	-123,50	-1491,25	0	0	0	-1,95	-1,95	-0,98	6,25	2,50														
6	-439,89	113,58	102,69	GQMEY MIN	-266,97	-1140,68	0	0	0	1,58	1,58	0,79	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,27	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-4,94	67,97	94,76	08GEX MAX	253,52	-269,33	1,29	40,81	1,17	1,88	3,05	1,53	6,25	2,50														
	-120,23	165,45	106,89	GQEY MAX	443,98	-828,72	1,63	90,34	2,60	2,68	5,28	2,64	6,25	1,62														
T	-271,50	80,62	59,44	GQMEY MIN	-124,34	-744,46	0	0	0	0,92	0,92	0,46	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,28	Condition vérifiée	0,20	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée
	-3,35	56,40	64,12	08GEX MAX	211,55	-222,27	1,28	33,87	0,97	1,26	2,24	1,12	6,25	2,50														
	-207,31	201,28	110,76	GQEY MIN	442,45	-1105,85	1,79	98,75	2,84	3,05	5,88	2,94	6,25	2,50														

Tableau VII- 22 Ferraillage de Voile 4 b

	Solicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At /ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation
ss	-3858,04	199,03	222,63	GQMEY MIN	-5407,36	-6938,36	0	0	0	3,43	3,43	1,71	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,34	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée
	-1827,44	193,67	210,8	08GEX MAX	-2179,03	-3668,78	0	0	0	3,25	3,25	1,62	6,25	2,50														
	-1392,44	634,71	136,72	GQEY MIN	213,28	-4669,09	2,39	63,74	1,83	5,03	6,87	3,43	6,25	2,50														
RDC	-3010,76	334,03	343,85	GQMEY MIN	-3532,49	-6101,94	0	0	0	5,30	5,30	2,65	6,25	2,65	2,65	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,31	Condition vérifiée	0,22	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-1220,95	307,48	313,17	08GEX MAX	-770,92	-3136,12	0	0	0	4,82	4,82	2,41	6,25	2,50														
	-1268,36	405,74	125,75	GQEY MIN	-468,84	-3589,91	0	0	0	1,94	1,94	0,97	6,25	2,50														
I	-2359,83	319,25	330,82	GQMEY MIN	-2547,85	-5003,61	0	0	0	5,09	5,09	2,55	6,25	2,55	2,55	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,34	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-777,33	289,27	297,97	08GEX MAX	-131,15	-2356,30	0	0	0	4,59	4,59	2,29	6,25	2,50														
	-1140,47	363,89	137,22	GQEY MIN	-425,19	-3224,32	0	0	0	2,11	2,11	1,06	6,25	2,50														
2	-1800,43	309,55	315,7	GQMEY MIN	-1690,12	-4071,25	0	0	0	4,86	4,86	2,43	6,25	2,50	2,86	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,36	Condition vérifiée	0,25	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée
	-420,25	276,25	280,23	08GEX MAX	390,08	-1734,88	2,04	99,52	2,86	8,81	11,67	5,83	6,25	2,86														
	-1013,30	317,42	142,81	GQEY MIN	-400,44	-2842,12	0	0	0	2,20	2,20	1,10	6,25	2,50														
3	-1326,19	294,33	290,29	GQMEY MIN	-989,85	-3253,95	0	0	0	4,47	4,47	2,24	6,25	2,50	3,26	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,72	Condition vérifiée	0,52	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée
	-150,00	254,66	251,01	08GEX MAX	739,46	-1219,46	1,56	143,85	4,13	6,02	10,15	5,07	6,25	3,26														
	-1326,19	294,33	290,29	GQMEX MIN	-989,85	-3253,95	0	0	0	4,47	4,47	2,24	6,25	2,50														
4	-952,53	269,93	258,18	GQMEY MIN	-485,86	-2562,23	0	0	0	3,98	3,98	1,99	6,25	2,50	3,17	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,64	Condition vérifiée	0,46	Condition vérifiée	0,21	Condition vérifiée
	-16,35	224,83	216,25	08GEX MAX	838,58	-890,90	1,29	134,99	3,88	4,29	8,17	4,08	6,25	3,17														
	-952,53	269,93	258,18	GQMEX MIN	-485,86	-2562,23	0	0	0	3,98	3,98	1,99	6,25	2,50														
5	-680,03	244,98	225,35	GQMEY MIN	-145,82	-2030,28	0	0	0	3,47	3,47	1,74	6,25	2,50	2,76	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,56	Condition vérifiée	0,40	Condition vérifiée	0,20	Condition vérifiée
	-53,55	218,289	182,15	08GEX MAX	753,89	-925,25	1,38	129,82	3,73	3,86	7,59	3,80	6,25	2,76														
	-680,03	244,98	225,35	GQMEX MIN	-145,82	-2030,28	0	0	0	3,47	3,47	1,74	6,25	2,50														
6	-490,72	214,97	179,28	GQMEY MIN	41,64	-1611,94	2,44	12,68	0,36	6,73	7,09	3,55	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,45	Condition vérifiée	0,32	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée
	-18,50	173,38	133,75	08GEX MAX	637,24	-696,44	1,31	103,99	2,99	2,69	5,68	2,84	6,25	2,50														
	-490,72	214,97	179,28	GQMEX MIN	41,64	-1611,94	2,44	12,68	0,36	6,73	7,09	3,55	6,25	2,50														
T	-307,53	184,95	154,34	GQMEX MIN	219,31	-1203,40	2,11	57,97	1,67	5,03	6,69	3,35	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,23	Condition vérifiée	0,17	Condition vérifiée	0,22	Condition vérifiée
	-24,09	222,59	106,66	08GEX MAX	817,56	-894,65	1,31	133,50	3,84	2,15	5,98	2,99	6,25	2,50														
	-15,40	238,23	94,34	GQMEY MAX	891,61	-940,89	1,28	143,06	4,11	1,86	5,98	2,99	6,25	2,50														

Tableau VII- 23 Ferraillage de Voile 5

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation
ss	-2787,40	123,44	46,68	GQEY MIN	-3288,54	-3904,75	0	0	0	0,58	0,58	0,29	7,75	2,50	13,10	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,45	Condition vérifiée	1,04	Condition vérifiée	1,97	Condition vérifiée
	-347,38	185,84	50,83	08GEY MAX	15,62	-912,08	3,05	5,95	0,17	1,92	2,10	1,05	7,75	2,50														
	-1226,06	2776,49	723,33	GQMEY MAX	5348,03	-8512,05	1,90	1272,72	36,57	17,10	53,68	26,84	7,75	13,10														
RDC	-2266,29	68,33	42,79	GQEY MIN	-2753,71	-3094,79	0	0	0	0,53	0,53	0,27	7,75	2,50	11,24	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,64	Condition vérifiée	1,17	Condition vérifiée	1,33	Condition vérifiée
	-139,31	130,74	53,26	08GMEY MAX	146,57	-506,08	2,40	44,04	1,27	1,59	2,86	1,43	7,75	2,50														
	-1085,67	1933,73	819,15	GQMEX MAX	3425,67	-6227,40	2,00	856,36	24,61	20,35	44,95	22,48	7,75	11,24														
I	-1950,23	49,50	37,6	GQEY MIN	-2392,88	-2639,98	0	0	0	0,47	0,47	0,23	7,75	2,50	9,34	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,52	Condition vérifiée	1,08	Condition vérifiée	1,04	Condition vérifiée
	-75,59	109,01	50,37	08GMEY MAX	174,55	-369,62	2,11	45,94	1,32	1,32	2,64	1,32	7,75	2,50														
	-964,58	1536,20	754,92	GQMEX MAX	2589,69	-5078,92	2,05	664,62	19,10	19,25	38,35	19,17	7,75	9,34														
2	-1650,09	35,70	34,43	GQEY MIN	-2040,05	-2218,24	0	0	0	0,43	0,43	0,21	7,75	2,50	7,68	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,39	Condition vérifiée	0,99	Condition vérifiée	0,07	Condition vérifiée
	-14,16	89,97	47,15	08GMEY MAX	206,30	-242,84	1,68	43,22	1,24	0,98	2,22	1,11	7,75	2,50														
	-854,00	1197,23	690,62	GQMEX MAX	1886,32	-4090,20	2,12	500,25	14,37	18,20	32,57	16,29	7,75	7,68														
3	-1349,29	22,27	28,41	GQEY MIN	-1685,43	-1796,61	0	0	0	0,35	0,35	0,18	7,75	2,50	5,95	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,20	Condition vérifiée	0,86	Condition vérifiée	0,05	Condition vérifiée
	-40,76	72,86	43,43	08GMEY MAX	129,27	-234,46	2,00	32,29	0,93	1,08	2,01	1,00	7,75	2,50														
	-736,39	881,63	597,17	GQMEX MAX	1250,34	-3150,70	2,22	346,86	9,97	16,46	26,43	13,21	7,75	5,95														
4	-1056,45	13,10	22,17	GQEY MIN	-1330,46	-1395,86	0	0	0	0,28	0,28	0,14	7,75	2,50	4,42	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,99	Condition vérifiée	0,71	Condition vérifiée	0,02	Condition vérifiée
	-84,80	57,92	38,92	08GMEY MAX	35,14	-253,98	2,72	11,96	0,34	1,32	1,66	0,83	7,75	2,50														
	-614,08	620,01	492,7	GQMEX MAX	755,16	-2339,88	2,34	221,23	6,36	14,34	20,70	10,35	7,75	4,42														
5	-774,45	9,15	18,43	GQEY MIN	-976,46	-1022,12	0	0	0	0,23	0,23	0,11	7,75	2,50	3,27	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,81	Condition vérifiée	0,58	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-115,73	46,34	35,46	08GEY MAX	-33,66	-265,00	0	0	0	0,44	0,44	0,22	7,75	2,50														
	-487,33	423,84	403,26	GQMEX MAX	429,09	-1686,72	2,47	132,55	3,81	12,38	16,19	8,09	7,75	3,27														
6	-507,03	25,52	16,3	ELU	-590,54	-717,92	0	0	0	0,20	0,20	0,10	7,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,52	Condition vérifiée	0,37	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-130,93	35,03	31,29	08GMEY MAX	-81,51	-256,37	0	0	0	0,39	0,39	0,19	7,75	2,50														
	-235,85	316,69	258,11	08GMEX MIN	486,13	-1094,77	2,15	130,45	3,75	6,88	10,63	5,32	7,75	2,50														
T	-295,06	21,09	17,02	ELU	-328,09	-433,36	0	0	0	0,21	0,21	0,11	7,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,26	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-108,90	12,89	27,19	08GEY MAX	-108,34	-172,69	0	0	0	0,34	0,34	0,17	7,75	2,50														
	-211,00	137,56	131,38	GQMEY MAX	71,09	-615,60	2,78	24,69	0,71	4,53	5,24	2,62	7,75	2,50														

Tableau VII- 24 Ferraillage de Voile 6

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation
ss	-2511,07	1553,72	336,32	GQMEY MIN	1958,13	-9993,56	2,09	511,66	14,70	10,83	25,53	12,76	6,25	6,11	12,19	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,81	Condition vérifiée	0,58	Condition vérifiée	1,44	Condition vérifiée
	-712,41	1564,91	328,24	08GEX MAX	4879,03	-7158,74	1,49	906,72	26,06	7,52	33,57	16,79	6,25	11,29														
	-395,91	1566,82	325,89	GQMEY MAX	5392,78	-6659,69	1,38	931,20	26,76	6,93	33,69	16,85	6,25	12,19														
RDC	-1955,19	1005,95	347,45	GQMEY MIN	740,75	-6997,36	2,26	209,32	6,02	12,10	18,11	9,06	6,25	4,01	8,24	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,86	Condition vérifiée	0,62	Condition vérifiée	0,33	Condition vérifiée
	-361,81	988,85	318,56	08GEX MAX	3224,35	-4382,15	1,44	580,49	16,68	7,07	23,75	11,87	6,25	8,24														
	-1955,19	1005,95	347,45	GQMEX MIN	740,75	-6997,36	2,26	209,32	6,02	12,10	18,11	9,06	6,25	4,01														
I	-1605,17	838,72	341,82	GQMEY MIN	657,56	-5794,10	2,25	184,54	5,30	11,82	17,12	8,56	6,25	3,81	8,41	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,85	Condition vérifiée	0,61	Condition vérifiée	0,29	Condition vérifiée
	195,85	800,87	300,07	08GEX MAX	3393,61	-2766,89	1,12	476,31	13,69	5,19	18,88	9,44	6,25	8,41														
	-1605,17	-838,72	341,82	GQMEX MIN	657,56	-5794,10	2,25	184,54	5,30	11,82	17,12	8,56	6,25	3,81														
2	-1295,19	689,83	330,58	GQMEY MIN	580,88	-4725,48	2,23	161,65	4,65	11,33	15,98	7,99	6,25	3,59	6,34	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,82	Condition vérifiée	0,59	Condition vérifiée	0,60	Condition vérifiée
	-68,77	637,17	277,42	08GEX MAX	2340,62	-2560,68	1,31	382,14	10,98	5,58	16,56	8,28	6,25	6,34														
	-1295,19	689,83	330,58	GQMEX MIN	580,88	-4725,48	2,23	161,65	4,65	11,33	15,98	7,99	6,25	3,59														
3	-998,37	531,41	298,69	GQMEY MIN	446,50	-3641,28	2,23	124,29	3,57	10,24	13,82	6,91	6,25	3,10	4,91	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,74	Condition vérifiée	0,53	Condition vérifiée	0,44	Condition vérifiée
	-36,15	463,21	235,9	08GEX MAX	1723,73	-1839,41	1,29	278,08	7,99	4,69	12,68	6,34	6,25	4,91														
	-998,37	531,41	298,69	GQMEX MIN	446,50	-3641,28	2,23	124,29	3,57	10,24	13,82	6,91	6,25	3,10														
4	-739,71	406,85	258,87	GQMEY MIN	381,26	-2748,34	2,20	104,63	3,01	8,75	11,76	5,88	6,25	2,68	3,44	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,64	Condition vérifiée	0,46	Condition vérifiée	0,30	Condition vérifiée
	-92,29	324,43	189,9	08GEX MAX	1100,15	-1395,48	1,40	192,24	5,52	4,09	9,61	4,81	6,25	3,44														
	-739,71	406,85	258,87	GQMEX MIN	381,26	-2748,34	2,20	104,63	3,01	8,75	11,76	5,88	6,25	2,68														
5	-513,46	303,717	224,43	GQMEY MIN	346,61	-1989,68	2,13	92,25	2,65	7,36	10,01	5,00	6,25	2,50	2,62	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,32	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée
	-115,86	213,15	150,27	08GEX MAX	634,43	-1005,18	1,53	121,55	3,49	3,55	7,04	3,52	6,25	2,50														
	-231,21	329,821	130,48	GQMEX MAX	898,61	-1638,48	1,61	181,35	5,21	3,24	8,46	4,23	6,25	2,62														
6	-339,07	85,61	67,79	ELU	-213,25	-871,77	0	0	0	1,04	1,04	0,52	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,18	Condition vérifiée	0,13	Condition vérifiée	0,05	Condition vérifiée
	-65,91	61,61	1,73	08GMEY MAX	131,49	-342,40	1,81	29,69	0,85	0,05	0,90	0,45	6,25	2,50														
	-161,44	309,28	73,05	GQMEY MAX	931,23	-1447,83	1,52	177,10	5,09	1,71	6,80	3,40	6,25	2,50														
T	-172,34	102,38	88,88	ELU	118,04	-669,53	2,13	31,36	0,90	2,91	3,81	1,91	6,25	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,01	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée
	-2,24	109,71	28,74	08GMEY MAX	418,38	-425,55	1,26	65,93	1,89	0,56	2,45	1,23	6,25	2,50														
	-70,26	293,98	3,15	GQMEY MAX	1018,26	-1243,09	1,37	174,92	5,03	0,07	5,09	2,55	6,25	2,50														

Tableau VII- 25 Ferraillage de Voile 7

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma bc$	Observation
ss	-4114,81	430,42	13,92	ELU	-3273,60	-4381,86	0	0	0	0,12	0,12	0,06	10,75	2,50	3,96	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,28	Condition vérifiée	0,92	Condition vérifiée	4,88	Condition vérifiée
	-1522,28	1322,38	207,54	08GEX MAX	286,38	-3118,53	3,94	140,98	4,05	7,32	11,37	5,68	10,75	2,50														
	-3106,18	1625,12	885,38	GQEY MIN	-797,25	-4981,69	0	0	0	7,93	7,93	3,96	10,75	3,96														
RDC	-3564,49	264,47	34,72	ELU	-2975,33	-3656,28	0	0	0	0,31	0,31	0,16	10,75	2,50	3,97	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,28	Condition vérifiée	0,92	Condition vérifiée	4,24	Condition vérifiée
	-1329,53	904,58	181,66	08GEX MAX	-72,20	-2401,35	0	0	0	1,63	1,63	0,81	10,75	2,50														
	-2698,79	1220,19	887,85	GQEY MIN	-939,60	-4081,41	0	0	0	7,95	7,95	3,97	10,75	3,97														
I	-3113,25	151,03	37,47	ELU	-2701,61	-3090,49	0	0	0	0,34	0,34	0,17	10,75	2,50	3,62	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,17	Condition vérifiée	0,84	Condition vérifiée	3,71	Condition vérifiée
	-1148,95	663,22	149,54	08GEX MAX	-214,95	-1922,63	0	0	0	1,34	1,34	0,67	10,75	2,50														
	-2362,14	952,29	808,3	GQEY MIN	-971,34	-3423,34	0	0	0	7,24	7,24	3,62	10,75	3,62														
2	-2681,46	94,75	37,3	ELU	-2372,40	-2616,37	0	0	0	0,33	0,33	0,17	10,75	2,50	3,23	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,05	Condition vérifiée	0,75	Condition vérifiée	3,20	Condition vérifiée
	-971,71	571,43	124,52	08GEX MAX	-168,24	-1639,59	0	0	0	1,11	1,11	0,56	10,75	2,50														
	-2036,76	716,35	722,44	GQEY MIN	-972,41	-2816,91	0	0	0	6,47	6,47	3,23	10,75	3,23														
3	-2243,04	41,59	41,87	ELU	-2033,00	-2140,09	0	0	0	0,37	0,37	0,19	10,75	2,50	2,77	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,89	Condition vérifiée	0,64	Condition vérifiée	2,68	Condition vérifiée
	-795,33	499,61	96,52	08GEX MAX	-96,63	-1383,05	0	0	0	0,86	0,86	0,43	10,75	2,50														
	-1705,06	506,40	618,08	GQEY MIN	-934,15	-2238,05	0	0	0	5,53	5,53	2,77	10,75	2,77														
4	-1799,36	8,98	47,36	ELU	-1662,27	-1685,38	0	0	0	0,42	0,42	0,21	10,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,72	Condition vérifiée	0,52	Condition vérifiée	2,15	Condition vérifiée
	-621,07	394,36	86,21	08GEX MAX	-70,03	-1085,45	0	0	0	0,77	0,77	0,39	10,75	2,50														
	-1368,33	329,64	500,83	GQEY MIN	-848,48	-1697,25	0	0	0	4,48	4,48	2,24	10,75	2,50														
5	-1351,73	5,45	50,15	ELU	-1250,41	-1264,44	0	0	0	0,45	0,45	0,22	10,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,65	Condition vérifiée	0,47	Condition vérifiée	1,50	Condition vérifiée
	-443,49	271,15	90,02	08GEX MAX	-63,47	-761,63	0	0	0	0,81	0,81	0,40	10,75	2,50														
	-953,25	189,61	451,29	GQEY MAX	-642,64	-1130,85	0	0	0	4,04	4,04	2,02	10,75	2,50														
6	-900,03	12,44	52,58	ELU	-821,22	-853,25	0	0	0	0,47	0,47	0,24	10,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,44	Condition vérifiée	0,32	Condition vérifiée	1,00	Condition vérifiée
	-260,33	111,78	104,82	08GEX MAX	-98,26	-386,07	0	0	0	0,94	0,94	0,47	10,75	2,50														
	-635,38	85,25	307,39	GQEY MAX	-481,30	-700,80	0	0	0	2,75	2,75	1,38	10,75	2,50														
T	-444,89	6,54	57,77	ELU	-405,44	-422,26	0	0	0	0,52	0,52	0,26	10,75	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,20	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée	0,50	Condition vérifiée
	-76,71	5,99	138,76	08GEX MAX	-63,64	-79,07	0	0	0	1,24	1,24	0,62	10,75	2,50														
	-315,44	27,47	138,65	GQEY MAX	-258,06	-328,80	0	0	0	1,24	1,24	0,62	10,75	2,50														

Tableau VII- 26 Ferraillage de Voile 8

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah		At /ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							$\tau b$	Observation	$\tau u$	Observation	$\sigma bc$	Observation
ss	-2330,76	9,70	4,22	ELU	-1140,43	-1147,44	0	0	0	0,02	0,02	0,01	20,375	2,50	9,50	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,40	Condition vérifiée	0,29	Condition vérifiée	4,30	Condition vérifiée
	-760,35	3120,94	532,96	08GEX MAX	754,29	-1500,65	5,42	511,39	14,70	13,66	28,35	14,18	20,375	2,61														
	-2034,66	15487,51	528,36	GQMEX MIN	4596,39	-6593,61	4,80	2759,17	79,29	11,99	91,27	45,64	20,375	9,50														
RDC	-2037,36	38,09	14,61	ELU	-986,17	-1013,69	0	0	0	0,07	0,07	0,03	20,375	2,50	8,39	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,27	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée	3,74	Condition vérifiée
	-662,65	2211,15	352,13	08GEX MAX	473,57	-1124,02	5,73	339,44	9,75	9,54	19,29	9,65	20,375	2,50														
	-1175,27	13233,61	356,56	GQMEX MAX	4203,94	-5357,58	4,57	2399,75	68,96	7,69	76,65	38,33	20,375	8,39														
I	-1794,54	40,91	21,65	ELU	-865,98	-895,53	0	0	0	0,10	0,10	0,05	20,375	2,50	7,84	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,23	Condition vérifiée	0,17	Condition vérifiée	3,52	Condition vérifiée
	-572,81	1507,19	301,1	08GEX MAX	263,35	-825,62	6,18	203,41	5,85	8,79	14,63	7,32	20,375	2,50														
	-1027,09	12356,23	307,71	GQMEX MAX	3959,70	-4967,89	4,54	2244,75	64,50	6,59	71,10	35,55	20,375	7,84														
2	-1536,84	66,34	28,01	ELU	-730,31	-778,24	0	0	0	0,13	0,13	0,07	20,375	2,50	7,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,22	Condition vérifiée	0,16	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée
	-478,99	948,26	279,98	08GEX MAX	107,48	-577,65	6,87	92,32	2,65	9,09	11,74	5,87	20,375	2,50														
	-875,67	11706,53	288,45	GQMEY MAX	3799,31	-4658,87	4,49	2131,94	61,26	6,12	67,38	33,69	20,375	7,50														
3	-1278,97	72,85	30,89	ELU	-601,40	-654,03	0	0	0	0,15	0,15	0,07	20,375	2,50	7,18	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,19	Condition vérifiée	0,14	Condition vérifiée	0,03	Condition vérifiée
	-389,04	580,94	240,57	08GEX MAX	18,93	-400,81	7,78	18,42	0,53	8,84	9,37	4,69	20,375	2,50														
	-728,10	11149,27	249,74	GQMEY MAX	3670,42	-4385,12	4,44	2035,50	58,49	5,23	63,73	31,86	20,375	7,18														
4	-1020,89	71,16	32,35	ELU	-475,34	-526,76	0	0	0	0,15	0,15	0,08	20,375	2,50	4,80	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,16	Condition vérifiée	0,11	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée
	-301,12	426,91	196,53	08GEX MAX	6,44	-302,01	7,98	6,42	0,18	7,41	7,59	3,80	20,375	2,50														
	-582,51	7431,95	206,03	GQMEX MAX	2398,96	-2970,75	4,51	1352,09	38,85	4,39	43,24	21,62	20,375	4,80														
5	-762,72	65,257	32,07	ELU	-350,77	-397,92	0	0	0	0,15	0,15	0,08	20,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,14	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée	0,07	Condition vérifiée
	-213,68	436,415	174,81	08GEX MAX	52,79	-262,53	6,79	44,77	1,29	5,60	6,89	3,45	20,375	2,50														
	-437,39	1498,163	184,11	GQMEX MAX	326,55	-755,89	5,69	232,32	6,68	4,95	11,63	5,81	20,375	2,50														
6	-504,51	60,51	33,89	ELU	-225,75	-269,47	0	0	0	0,16	0,16	0,08	20,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,06	Condition vérifiée	0,04	Condition vérifiée	0,10	Condition vérifiée
	-125,56	421,75	118,95	08GEX MAX	90,74	-213,98	5,72	64,91	1,87	3,22	5,08	2,54	20,375	2,50														
	-370,75	1473,15	79,59	GQMEX MIN	350,23	-714,15	5,47	239,39	6,88	2,06	8,94	4,47	20,375	2,50														
T	-245,84	50,31	43,61	ELU	-102,48	-138,83	0	0	0	0,21	0,21	0,10	20,375	2,50	2,50	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,02	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée	0,02	Condition vérifiée
	-36,47	107,26	77,3	08GEX MAX	20,85	-56,65	5,96	15,53	0,45	2,18	2,62	1,31	20,375	2,50														
	-144,69	322,29	25,55	GQMEX MIN	45,42	-187,44	6,56	37,24	1,07	0,79	1,86	0,93	20,375	2,50														



### VIII.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- ❖ **Les murs** : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).
- ❖ **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples :

- ✓ rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;
- ✓ paroi moulée en béton armé ;
- ✓ mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton. Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

**Pré dimensionnement du mur plaque (Art: 10.1.2 vs RPA 2003):**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure à l'égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 25 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 1,5 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$

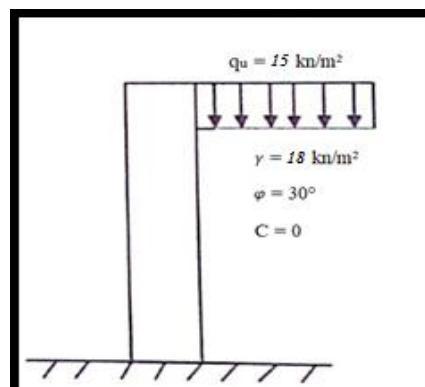


Figure VIII-1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

### VIII.2 Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :  $q = \frac{3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m}$

- Calcul des sollicitations :

Tableau VIII.1 : Sollicitations de mur plaque

	$K_o$	$\sigma_v$		$\sigma_h$		q
		0	4,59	0	4,59	
ELU	0,33	22,5	134,04	7,42	44,23	35,03
ELS	0,33	15	97,62	4,95	32,21	25,40

## Diagramme des contraintes :

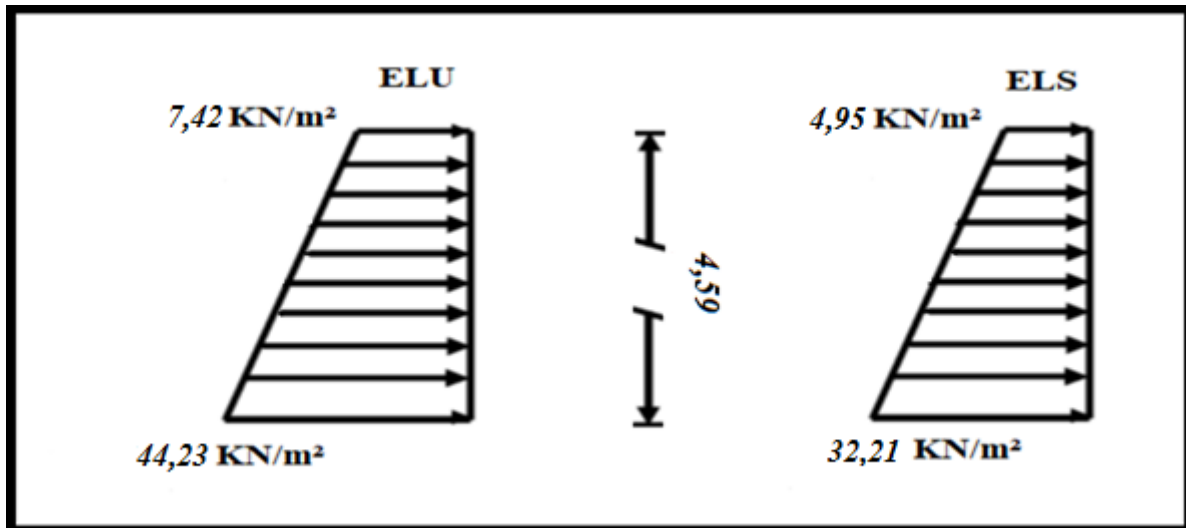


Figure VIII-2 : Diagrammes des contraintes

## VIII.3 : Ferrailage du mur plaque

## A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre ( $b=1\text{m} = 100\text{cm}$ )

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

Sens X-X

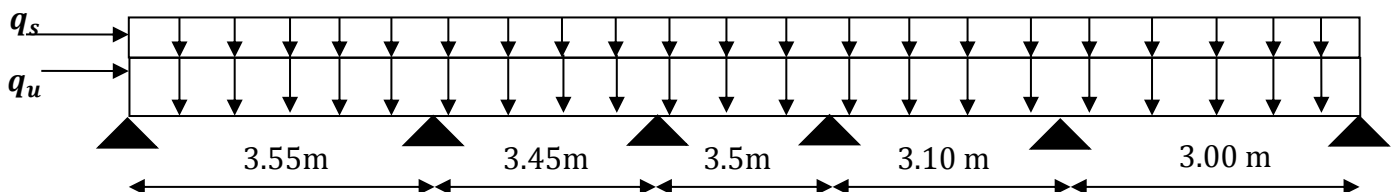


Figure VIII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

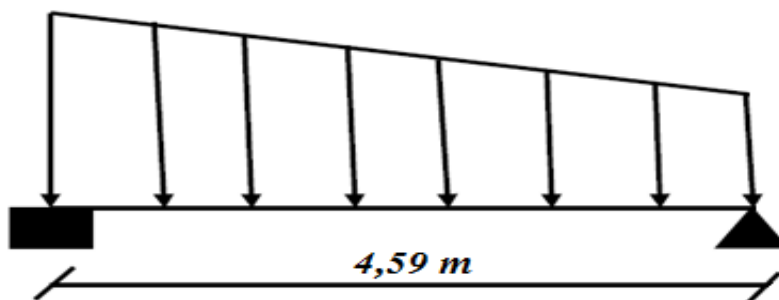
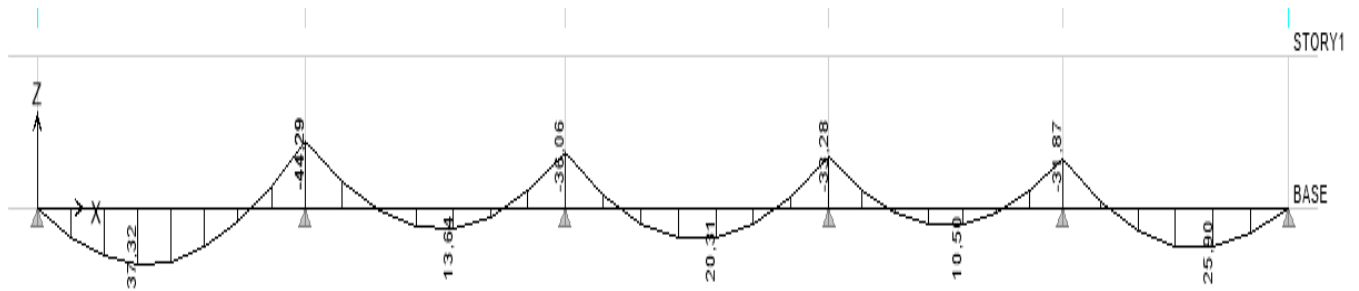


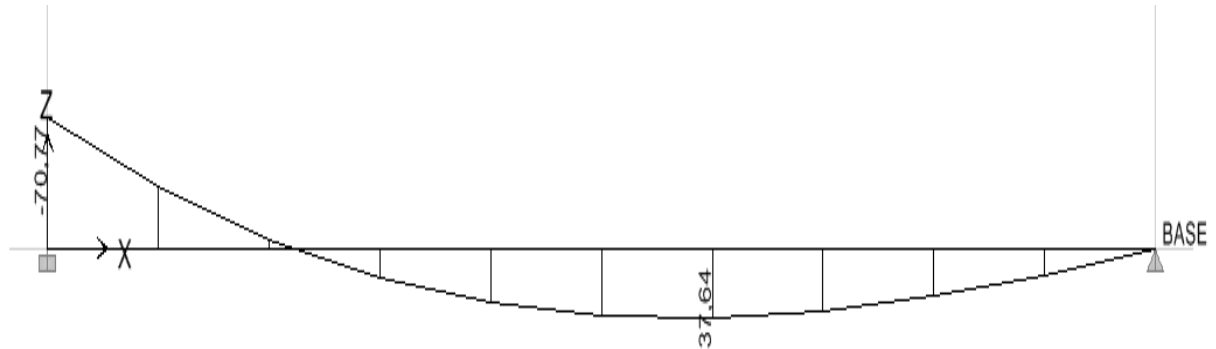
Figure VIII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

**B. Diagrammes des efforts**  
**ELU**  
**Sens X-X**



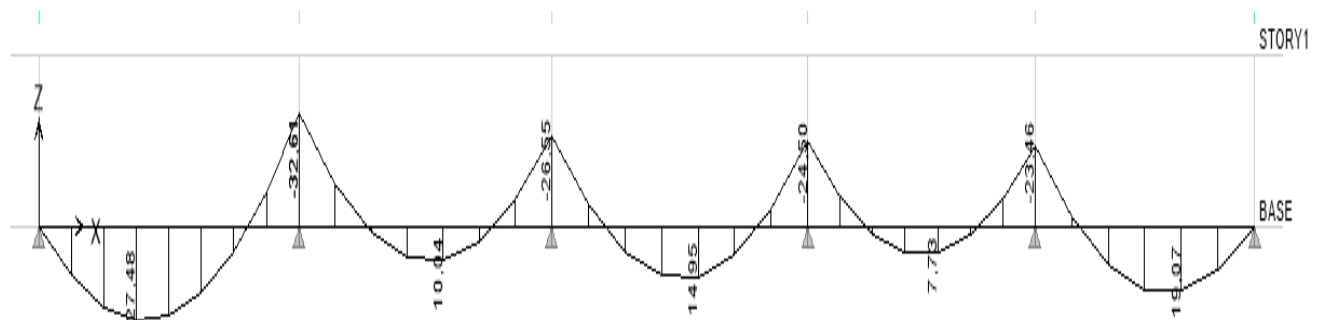
**Figure VIII.5 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

**Sens Y-Y**



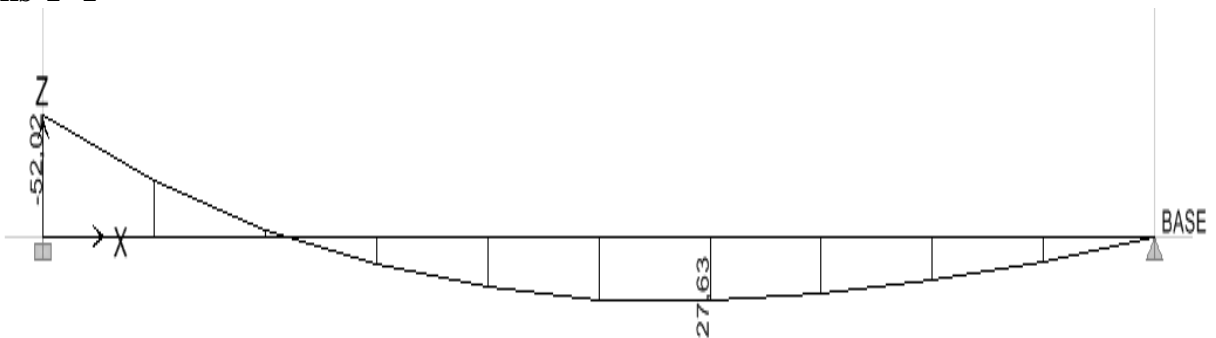
**Figure VIII.6 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

**ELS**  
**Sens X-X**



**Figure VIII.7 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

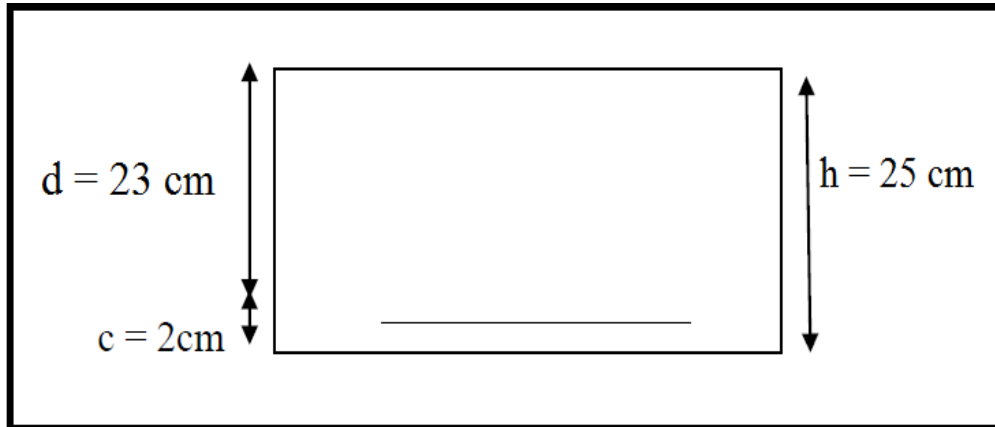
**Sens Y-Y**



**Figure VIII.8 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

### C. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1$  m et d'épaisseur  $e_p = 30\text{cm}$ , en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :  
On n'a

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times b \times \sigma_s}$$

#### VIII-4 Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)  $A \geq 0,0015bh$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /  $\text{m}^2$  de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 25 cm).

**Tableau VIII.2 : Ferrailage du mur.**

sens	zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
X-X	Appuis	44,29	0,006	SSA	0,997	5,55	3,75	8HA12=9,05
	Travée	37,32	0,004	SSA	0,998	4,67	3,75	6HA12=6,78
Y-Y	Appuis	70,77	0,0100	SSA	0,995	8,89	3,75	8HA12=9,05
	Travée	37,64	0,004	SSA	0,998	4,71	3,75	6HA12=6,78

### 1 vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 4,11 \text{ cm}^2$$

**Tableau VIII.3 : vérifications de la condition de non fragilité.**

sens	zone	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
X-X	Appuis	4,11	9,05	Condition vérifiée
	Travée	4,11	6,78	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4,11	9,05	Condition vérifiée
	Travée	4,11	6,78	Condition vérifiée

### B. Espacement des barres

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

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

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{8} = 13 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

### C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_s = 45\text{cm}.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)

Pour  $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 18\text{cm}.$

## VIII -5 Vérification à l'ELS :

### VIII -5-1 Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

$f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

$\eta$  : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}.$$

**Dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	9,05	27,48	0,393	0,77	6,74	17,14	201,63	Condition vérifiée	2,54	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	32,61	0,295	0,787	8,47	26,57	201,63	Condition vérifiée	3,13	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Appuis	9,05	52,01	0,393	0,804	10,2	31,08	201,63	Condition vérifiée	3,04	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	27,63	0,295	0,821	11,93	21,58	201,63	Condition vérifiée	1,81	15	Condition vérifiée

### VIII -8-1 Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left( \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \right)$$

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$  : hauteur totale,

$L$  : portée entre nus d'appuis,

$M_t$  : moment maximum en travée,

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,

$A$  : section des armatures,

$b$  : longueur de la section,

$d$  : hauteur utile de la section droite

#### Sens X-X

$$q_s = 25,40 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 25,40 \times \frac{3.55^2}{8} = 40,01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 40,01 = 30,01 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0.00294 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{30,01}{10 \times 40,01} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Sens Y-Y

$$q_s = 25,40 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 25,40 \times \frac{4.59^2}{8} = 66.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 66,89 = 50,16 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0.00294 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{50,16}{10 \times 66,89} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**IX.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 le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes .
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction .
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

❖ *Les fondations superficielles.*

❖ *Les fondations profondes.*

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

**IX.2 Type de fondations :**

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

**IX.2.1 Les fondations superficielles :**

Généralement elles sont utilisées pour les 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 mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**IX.2.2 Les fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

**NB :** Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

**IX.3 Choix du type de fondations :**

- **La contrainte admissible du sol :**

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir **DTU 13.11** :

**Tableau IX -1 : contrainte admissible du sol**

Type de site	$\sigma_{adm}$
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$ , située à une profondeur de 2m (Site non cohérent à moyenne compacité). En l'absence d'une nappe phréatique il n'y aura pas de risque de remontée des eaux.

**Remarque :**

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du fait que la structure est un système «> voile porteur >>, le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.



*Semelles filantes :*

**Semelles filantes :**

Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle (longueur du voile).
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IX – 2** Largeur de semelles filantes sous voiles

	<i>Voiles</i>	<i>Longueur</i>	<i>Ns max (KN)</i>	<i>Largeur B(m)</i>	<i>S= L×B (m2)</i>	<i>Nombres</i>	<i>S totale (m²)</i>
<b>Voiles transversal</b>	<b>V1</b>	8,6	385,14	0,22	1,93	1	1,93
	<b>V3</b>	3,45	480,56	0,70	2,40	2	4,81
	<b>V4</b>	2,5	382,16	0,76	1,91	2	3,82
	<b>V7</b>	8,15	367,21	0,23	1,84	1	1,84
<b>Voiles longitudinal</b>	<b>V2</b>	2,5	373,38	0,75	1,87	1	1,87
	<b>V5</b>	3,1	382,16	0,62	1,91	1	1,91
	<b>V6</b>	2,5	406,04	0,81	2,03	1	2,03
	<b>V8</b>	4,3	357,88	0,42	1,79	1	1,79
							<b>19,99</b>

❖ *Semelles sous poteaux :*

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 telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

***Etape de calcul :***

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \cdot B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} \\ q(\frac{L}{4}) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases}$$

**1) Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IX –3 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.**

<i>Poteaux</i>	$N_{imax} (KN)$	$M_i (KN.m)$	$e_i (m)$	$N_i \times e_i (KN.m)$
<b>A</b>	652,74	2,523	-1,8	-1174,932
<b>B</b>	1118,54	-1,087	2,25	2516,715
<b>C</b>	1031,78	7,144	6,35	6551,803
<b>D</b>	437,09	5,231	-6,35	-2775,522
<b>Somme</b>	3240,15	8,58	/	5118,0645

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{5118,065 + 8,58}{2803,06} = 1,58 \text{ m.}$$

$$e = 1,58 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{12,7}{6} = 2,11 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3240,15}{12,7} \left(1 - \frac{6 \times (1,58)}{12,7}\right) = 64,69 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3240,15}{12,7} \left(1 + \frac{6 \times (1,58)}{12,7}\right) = 445,57 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3240,15}{12,7} \left(1 + \frac{3 \times (1,58)}{12,7}\right) = 350,35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{350,35}{200} = 1,75 \text{ m} \cong 1,8 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 1,8 \times 12,7 = 22,86 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{t \text{ Pot}} = 22,86 \times 7 = 160 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v \text{ tot}} + S_{t \text{ Pot}} = 160 + 20 = 180 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure :  $S_{t \text{ structure}} = 261,62 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{180}{261,62} = 0,69 \rightarrow \text{La surface des semelles représente 69\% de la surface totale}$$

**Remarque**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier.

**IX.3.3 Calcul d'un radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**IX.3.3.1 Pré-dimensionnement du radier :**

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm.}$$

**Selon la condition forfaitaire :**

$$\text{Selon la condition forfaitaire : } \frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs.  $L_{max} = 4,55 \text{ m.}$

$$\frac{4,55}{8} \leq h \leq \frac{4,55}{5} \Rightarrow 0,56 \leq h \leq 0,91, \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

**1) Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{455}{20} = 22,75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

**Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{455}{50} \leq h_t \leq \frac{455}{40} \rightarrow 9,1 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,375 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

**2) Nervure**

✓ **La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm.}$$

✓ **La largeur de la nervure :**

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 50 \leq b_n \leq 0,7 \times 50$$

$$\Rightarrow 20 \leq b_n \leq 35, \text{ On opte pour : } b_n = 35 \text{ cm.}$$

✓ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

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.  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,7\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,962 \text{ m}, \text{ On adopte pour : } h = 100 \text{ cm} = 1,10 \text{ m}.$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur totale du Radier :  $h = 110 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n = 50 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- La dalle flottante :  $e_f = 10 \text{ cm}$ .

✓ Détermination des Surface :

Tableau IX – 4 Détermination des Surface

Chargement	Charge permanente	$G=23591,46KN$
	Charge d'exploitation	$Q=4239,67KN$
Combinaison d'action	<i>ELU</i>	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 23591,46 + 1.50 \times 4239,67 = 38207,976KN$
	<i>ELS</i>	$N_s = G + Q$ $N_s = 23591,46 + 4239,67 = 27831,13 KN$
Surface	<i>ELU</i>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{38207,976}{1,33 \times 200} = 143,64m^2$
	<i>ELS</i>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{27831,13}{200} = 139,16 m^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 143,64m^2$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 261,62m^2$
Conclusion	$S_{bat} = 249.90m^2 > S_{rad} = 168.144m^2$ Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit : $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30cm\right\} = \max\left\{\frac{80}{2}; 30cm\right\} = 40cm$ $L_{déb} = 50 cm$	
Surface du débord	$S_{déb} = (20,6 + 12,7) \times 2 \times 0,5 = 33,30 cm^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 261,62 + 33.30 = 294,92 \text{ } 6470,16 m^2$	

✓ Détermination des efforts à la base du radier :

Tableau IX – 5 Détermination des efforts à la base du radier

	Poids du bâtiment		G=23591,46KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 294,92 \times 0.30 \times 25$		2212,05 KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum(L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times 80 \times 25 \times 150,70$		1507,00KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 150,7 = 75,35m^2$ $P_{TVO} = (294,92 - 75,35) \times 0.5 \times 17$		1866,35KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 294,92 \times 0.12 \times 25$		884,76KN
	Poids de radier			6470,16KN
Surcharge d'exploitation		Surcharge de bâtiment Q		4239,67KN
		Surcharge du radier Q = 3.5 × 294,92		1032,22KN
Poids total de la structure		$G_T = G_b + G_{rad} = 23591,46 + 6470,16$		30062,22KN
		$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 4239,67 + 1032,22$		5271,89KN
Combinaisons	ELU	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 30062,22 + 1.50 \times 5271,89$		48491,83KN
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 30062,22 + 5271,89$		35334,11KN

## ) Vérifications :

## 1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau IX – 6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Contrainte de cisaillement	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{48491,83 \times 1,10}{294,92} \times \frac{4,55}{2} = 411,47 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{411,47 \times 10^3}{1100 \times 0,9 \times 300} = 1,39 \text{ MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,50 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$
$\tau_u = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée	

## 2) Vérification de la stabilité de radier :

Tableau IX – 7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	10,15 m
	Moment d'inertie	$I_{yy}$	9661,87 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 41901,962 + 2047,13 \times 1,10 = 44153,80 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{48491,83}{294,92} + \frac{44153,80}{9661,87} \times 10,15 = 210,81 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{48491,83}{294,92} - \frac{44153,80}{9661,87} \times 10,15 = 118,04 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 210,81 + 118,04}{4} = 187,62 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 187,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{35334,11}{294,92} + \frac{44153,80}{9661,87} \times 10,15 = 166,19 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{35334,11}{294,92} - \frac{44153,80}{9661,87} \times 10,15 = 73,42 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 166,19 + 73,42}{4} = 142,99 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 142,99 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	

Tableau IX- 8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	6,26 m
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	3567,60 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 26064,384 + 2535 \times 1,10 = 28852,88 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{48491,83}{294,92} + \frac{28852,88}{3567,60} \times 6,26 = 215,05 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{48491,83}{294,92} - \frac{28852,88}{3567,60} \times 6,26 = 113,80 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 215,05 + 113,80}{4} = 189,74 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 189,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{35334,11}{294,92} + \frac{28852,88}{3567,60} \times 6,26 = 170,44 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{35334,11}{294,92} - \frac{28852,88}{3567,60} \times 6,26 = 69,18 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 170,44 + 69,18}{4} = 145,13 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 145,13 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	

### Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

renversement  $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right)$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{44153,80}{35334,11} = 1,25 \text{ m} < \frac{20,9}{4} = 5,23 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{28852,88}{35334,11} = 0,82 \text{ m} < \frac{12,7}{4} = 3,18 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.3.4 Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99**.

**VIII.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas** : si  $\rho < 0,4 \Rightarrow$  le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas** : si  $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée  $L_x$ :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$ :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x ; \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**➤ Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{4,55} = 0,78 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ .

$$A L'ELU : q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215,05 - \frac{6470,16}{294,92} = 193,11 \text{ KN/m}^2$$

$$A L'ELS : q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170,44 - \frac{6470,16}{200,88} = 138,23 \text{ KN/m}^2$$

**✓ Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0587 \times 193,11 \times 3,55^2 = 142,86 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,559 \times 129,26 = 72,26 \text{ KN m.}$$

**Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et 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 intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 142,86 = 42,86 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 72,26 = 21,68 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 142,86 = 121,43 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 72,26 = 61,42 \text{ KN m.} \end{cases}$$



1) **Ferraillage à ELU :**

• **Sens longitudinale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{42,86 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42,86 \times 10^3}{0,980 \times 27,5 \times 348} = 4,57 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12  $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,78 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{121,43 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,113 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,113 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9395$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{121,43 \times 10^3}{0,9395 \times 27,5 \times 348} = 13,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6 HA12 + 6 HA12  $\Rightarrow A_{ad}^x = 13,56 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Sens transversale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21,68 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,68 \times 10^3}{0,990 \times 27,5 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12  $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,78 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{61,42 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,057 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9705$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61,42 \times 10^3}{0,9705 \times 27,5 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6 HA12  $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,78 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IX – 9 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.**

Zone	Sens	M (KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	Obs	$\beta$	As	Ferraillage	$S_t$ (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	X-X	121,43	0,113	0,392	S.S.A	0,9395	13,51	6HA14+6HA12	15	13,56
	Y-Y	61,42	0,057		S.S.A	0,9705	6,61	6HA12	15	6,78
Aux appuis	X-X	42,86	0,040		S.S.A	0,980	4,57	6HA12	20	6,78
	Y-Y	21,68	0,020		S.S.A	0,990	2,31	6HA12	20	6,78

## 2) Vérification à l'ELU.

## ❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que :

*Sens longitudinale :*

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \left( \frac{3 - 0,78}{2} \right) = 2,66 \text{ cm}^2$$

*Sens transversale*

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \Rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

$W_0$  : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$  Pour les aciers FeE400

$W_x$  : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

## • Ferrailage minimal :

Tableau IX – 10 : Vérification de la section minimale.

<i>Sens</i>	<i>Zone</i>	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	<i>Obs</i>
<i>X-X</i>	<i>Appuis</i>	2,66	6,78	<i>CV</i>
	<i>Travée</i>	2,66	3,56	<i>CV</i>
<i>Y-Y</i>	<i>Appuis</i>	2,4	6,78	<i>CV</i>
	<i>Travée</i>	2,4	6,78	<i>CV</i>

## ❖ Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

✓ *Sens longitudinal :*

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

✓ *Sens transversal :*

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte tangentielle (Art .A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de  $l_y$**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 193,11 \times 3,55 \times 4,55 = 3119,21$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3119,21}{3 \times 4,55} = 228,51$$

- **Au milieu de  $l_x$**

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3119,21}{2 \times 4,55 + 3,55} = 246,58$$

$$\tau_u = \frac{228,51 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,846$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,846 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3) Vérification à l'ELS :**

❖ **Evaluation des moments  $M_x$ ;  $M_y$  :**

**Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0587 \times 138,23 \times 3,55^2 = 102,26 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a^x = 0,3 \times 102,26 = 30,68 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :**  $M_t^x = 0,85 \times 102,26 = 86,92 \text{ KN m.}$

- **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,559 \times 102,26 = 57,16 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a^y = 0,3 \times 57,16 = 17,15 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :**  $M_t^y = 0,85 \times 57,16 = 48,59 \text{ KN m.}$

**Tableau IX – 11 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.**

Sens	Zone	$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Travée	86,92	13,56	0,5424	0,907	38,76	70,67	348	1,82	15	Condition vérifiée
	Appuis	30,68	6,78	0,2712	0,924	50,79	48,97	348	0,96	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Travée	48,59	6,78	0,2712	0,894	32,17	80,16	348	2,49	15	Condition vérifiée
	Appuis	17,15	6,78	0,2712	0,907	38,76	27,89	348	0,72	15	Condition vérifiée

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**IX.3.4.2 Ferrailage des débords :****❖ Sollicitations de calcul :**

$$✓ \text{ ELU : } q_u = 193,11 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-193,11 \times (0,5)^2}{2} = -24,14 \text{ KN.m}$$

$$✓ \text{ ELS : } q_s = 138,23 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-138,23 \times (0,5)^2}{2} = -17,28 \text{ KN.m}$$

**❖ Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24,14 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,14 \times 10^3}{0,989 \times 27,5 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12  $\Rightarrow A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**❖ Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 4HA12  $\Rightarrow A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**❖ Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2.$$

$A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition est vérifiée.

**❖ Vérification à l'ELS :**

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27,5} = 0,164 \text{ du tableau} \rightarrow \beta_1 = 0,934 \text{ et } K_1 = 60,76$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17,28 \times 10^6}{0,934 \times 452 \times 275} = 148,842$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{148,842}{60,76} = 2,45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
17,28	4,52	0,164	0,934	60,76	148,842	348	Condition vérifiée	2,45	15	Condition vérifiée

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débord}$  alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

**Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

**Tableau IX – 12 : Répartitions simplifiées des chargements**

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

➤ **Sollicitation :**

✓ **Moment fléchissant :**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Tableau IX – 13 : Calcul des charges de la nervure sens ( X-X ).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	$\rho$	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	$\sum Q_{um}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum Q_{sm}$	Q <sub>ut</sub>	$\sum Q_{ut}$	Q <sub>st</sub>	$\sum Q_{st}$
A - B	1	3,55	4,55	0,780	Triangulaire	1,18	0,89	193,11	138,23	228,28	456,57	163,41	326,82	171,39	342,77	122,68	245,36
	2	3,55	4,05	0,877	Triangulaire	1,18	0,89	193,11	138,23	228,28		163,41		171,39		122,68	
B - C	1	3,45	4,55	0,758	Triangulaire	1,15	0,86	193,11	138,23	221,85	443,71	158,81	317,61	166,56	333,11	119,22	238,45
	2	3,45	4,05	0,852	Triangulaire	1,15	0,86	193,11	138,23	221,85		158,81		166,56		119,22	
C - D	1	3,5	4,55	0,769	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07	450,14	161,11	322,21	168,97	337,94	120,95	241,90
	2	3,5	4,05	0,864	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07		161,11		168,97		120,95	
D - E	1	3,1	4,55	0,681	Triangulaire	1,03	0,78	193,11	138,23	199,35	398,69	142,69	285,39	149,66	299,32	107,13	214,26
	2	3,1	4,05	0,765	Triangulaire	1,03	0,78	193,11	138,23	199,35		142,69		149,66		107,13	
E - F	1	3,5	4,55	0,769	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07	450,14	161,11	322,21	168,97	337,94	120,95	241,90
	2	3,5	4,05	0,864	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07		161,11		168,97		120,95	
F - G	1	3,5	4,55	0,769	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07	450,14	161,11	322,21	168,97	337,94	120,95	241,90
	2	3,5	4,05	0,864	Triangulaire	1,17	0,88	193,11	138,23	225,07		161,11		168,97		120,95	

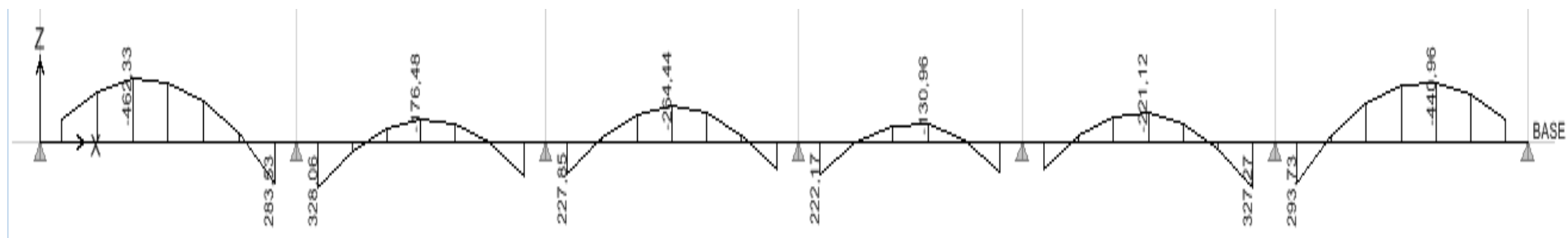
Tableau IX –14 : Calcul des charges de la nervure sens ( Y-Y ).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	$\rho$	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	$\sum Q_{um}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum Q_{sm}$	Q <sub>ut</sub>	$\sum Q_{ut}$	Q <sub>st</sub>	$\sum Q_{st}$
1-2	1	3,55	4,55	0,780	Trapézoïdal	1,31	1,08	193,11	138,23	253,62	502,55	181,55	359,73	209,05	415,88	149,64	297,69
	2	3,45	4,55	0,758	Trapézoïdal	1,29	1,07	193,11	138,23	248,92		178,18		206,82		148,05	
2-3	1	3,55	4,05	0,877	Trapézoïdal	1,26	1,00	193,11	138,23	242,62	481,15	173,67	344,41	192,54	383,78	137,82	274,71
	2	3,45	4,05	0,852	Trapézoïdal	1,24	0,99	193,11	138,23	238,53		170,74		191,23		136,89	
3-4	1	3,55	4,1	0,866	Trapézoïdal	1,26	1,01	193,11	138,23	243,84	483,52	174,54	346,11	194,38	387,34	139,14	277,26
	2	3,45	4,1	0,841	Trapézoïdal	1,24	1,00	193,11	138,23	239,68		171,57		192,96		138,12	

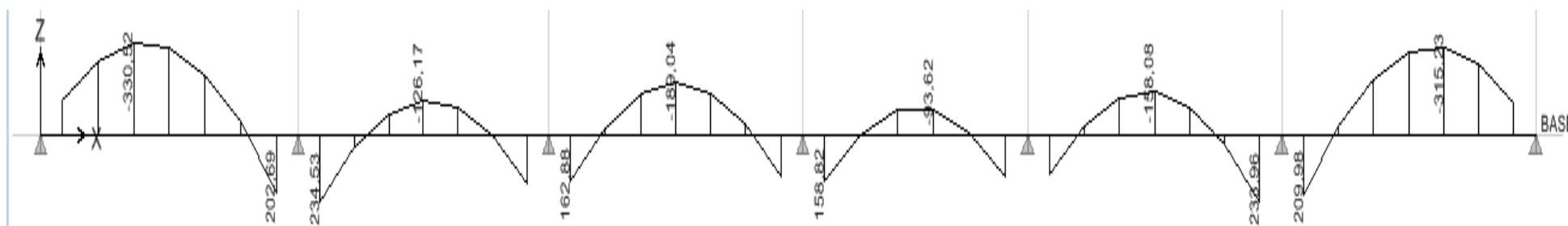
❖ **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

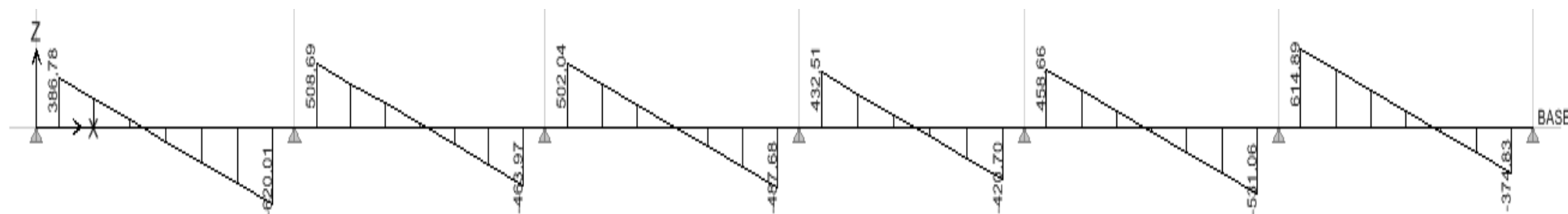
*Sens longitudinale « X-X » :*



**Figure IX- 1 :** Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.



**Figure IX- 2 :** Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.



**Figure IX- 3:** Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

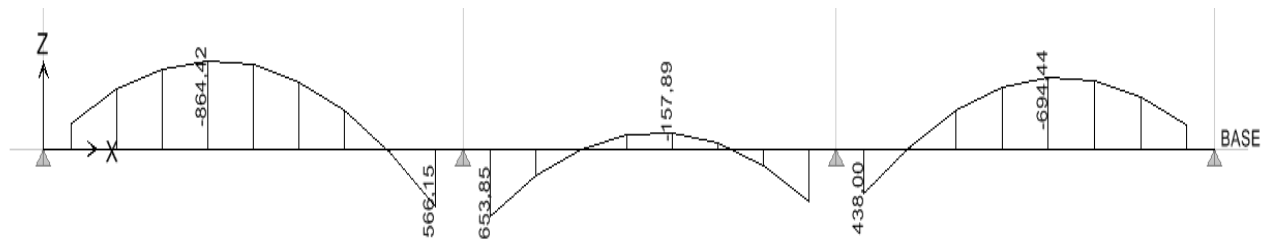


Figure IX- 4: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

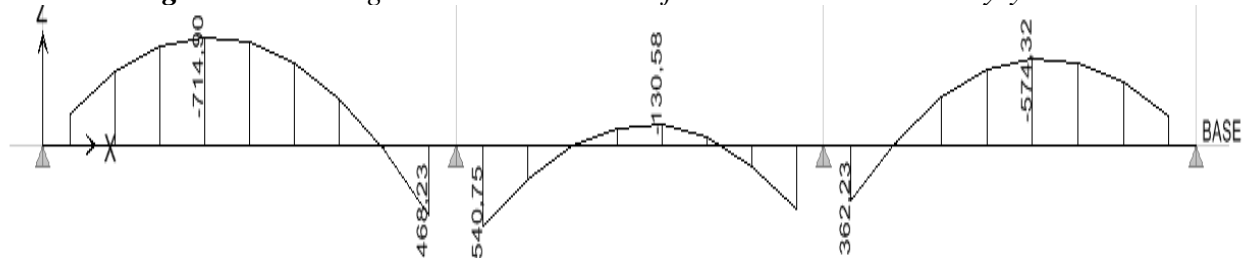


Figure IX- 5: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

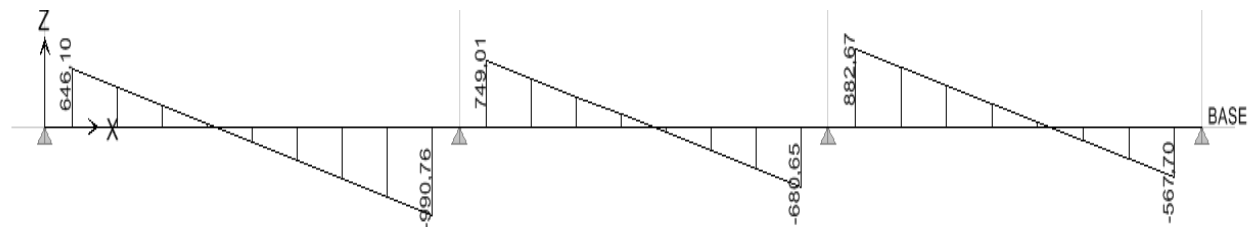


Figure IX- 6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX – 15 : Efforts maximale.

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 328,06$	$M_{\max}^a = 234,53$	$M_{\max}^a = 653,85$	$M_{\max}^a = 540,75$
$M_{\max}^t = 462,33$	$M_{\max}^t = 330,52$	$M_{\max}^t = 864,42$	$M_{\max}^t = 714,90$
$T_{\max} = 614,89$		$T_{\max} = 990,76$	

Calcul du ferrailage :

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 110 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX – 16 : Calcul du ferrailage.

		M (KN. cm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$	Choix	$A_{ad}$
X-	Appuis	328,06	0,042	S.S.A	0,979	8,02	5HA16	10,05
X	Travée	462,33	0,059	S.S.A	0,9705	11,41	5HA16+2 HA 14	13,13
Y-	Appuis	653,85	0,084	S.S.A	0,956	16,38	5HA16+5 HA 14	17,74
Y	Travée	864,42	0,110	S.S.A	0,942	21,97	5HA16+7HA16	24,12



**Vérification à l'ELU :****1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 105 \times 2,1}{400} = 4,53 \text{ cm}^2$$

**Tableau IX – 17** Vérification de Condition de non fragilité

		$A_{Adepte}$	$A_{min}$	Observation
X-X	Appuis	10,05	4,53	Condition vérifiée
	Travée	13,13	4,53	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	17,74	4,53	Condition vérifiée
	Travée	24,12	4,53	Condition vérifiée

**Armatures transversales :**

- Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- Espacement des armatures:**

**Zone nodal:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{105}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{105}{2} = 50,25 \text{ cm}$$

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

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{614,89 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1,17 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{990,76 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1,89 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS :**

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

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

**Tableau IX – 18 : Vérification à l'ELS.**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
x-x	Travée	13,13	330,52	0,343	0,909	39,95	263,74	348	6,60	15	Condition vérifiée
	Appuis	10,05	234,53	0,263	0,9185	46,2	241,97	348	5,24	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	24,12	714,9	0,631	0,883	27,73	319,68	348	11,53	15	Condition vérifiée
	Appuis	17,74	540,75	0,464	0,8965	33,7	323,82	348	9,61	15	Condition vérifiée

**Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1\text{m} \times 1,05 = 3,15 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 3HA14}$$

## CONCLUSION GENERALE

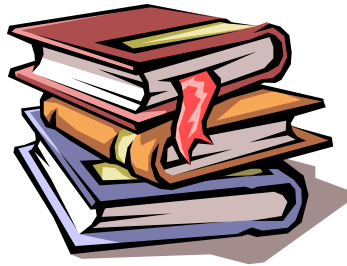
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil. Et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur en Algérie .

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

## **BIBLIOGRAPHIE**




 *Aide-mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN).*

 *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*

 *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*


 *Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).*


 *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*

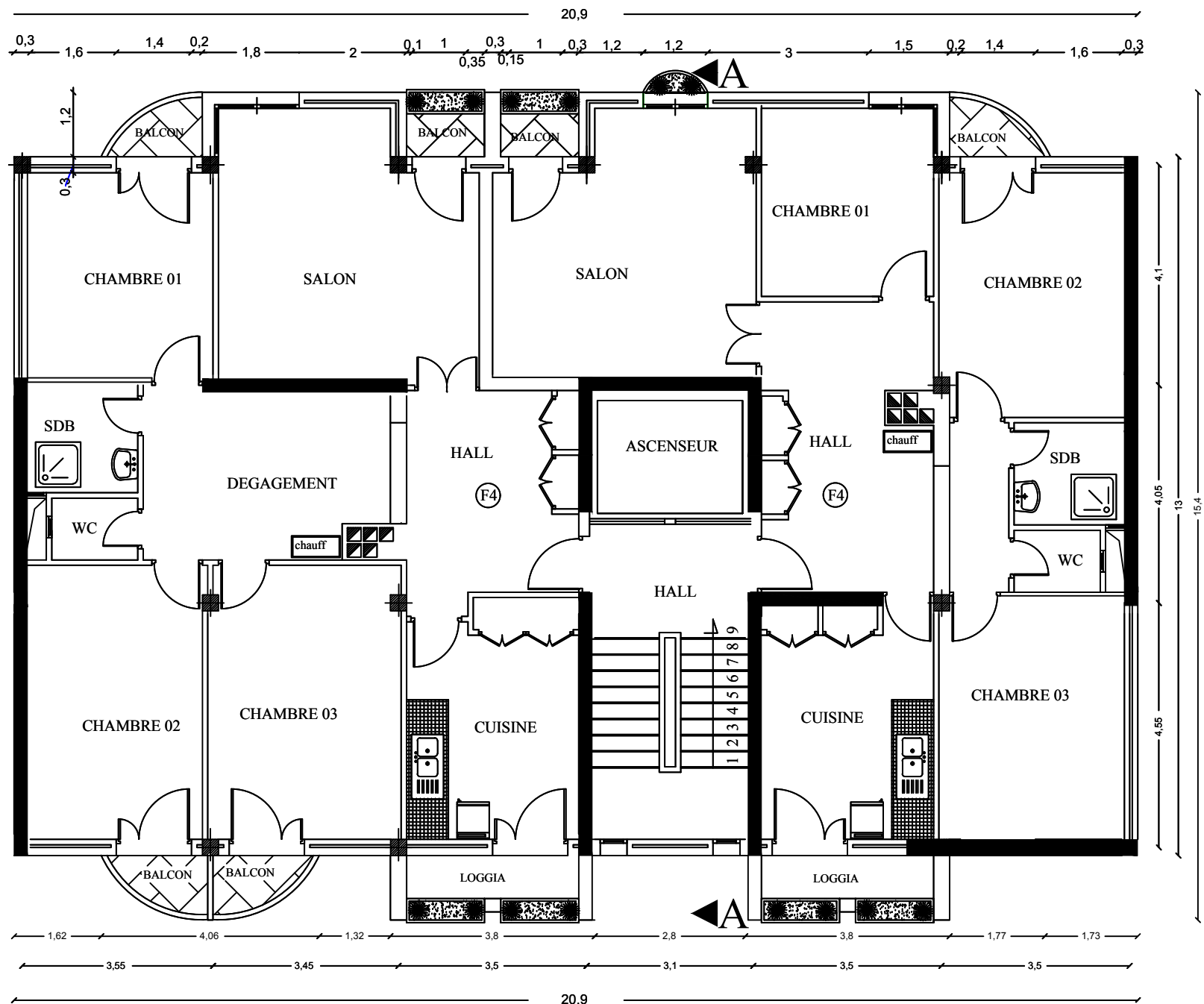
 *Etude géotechnique.*

 *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*

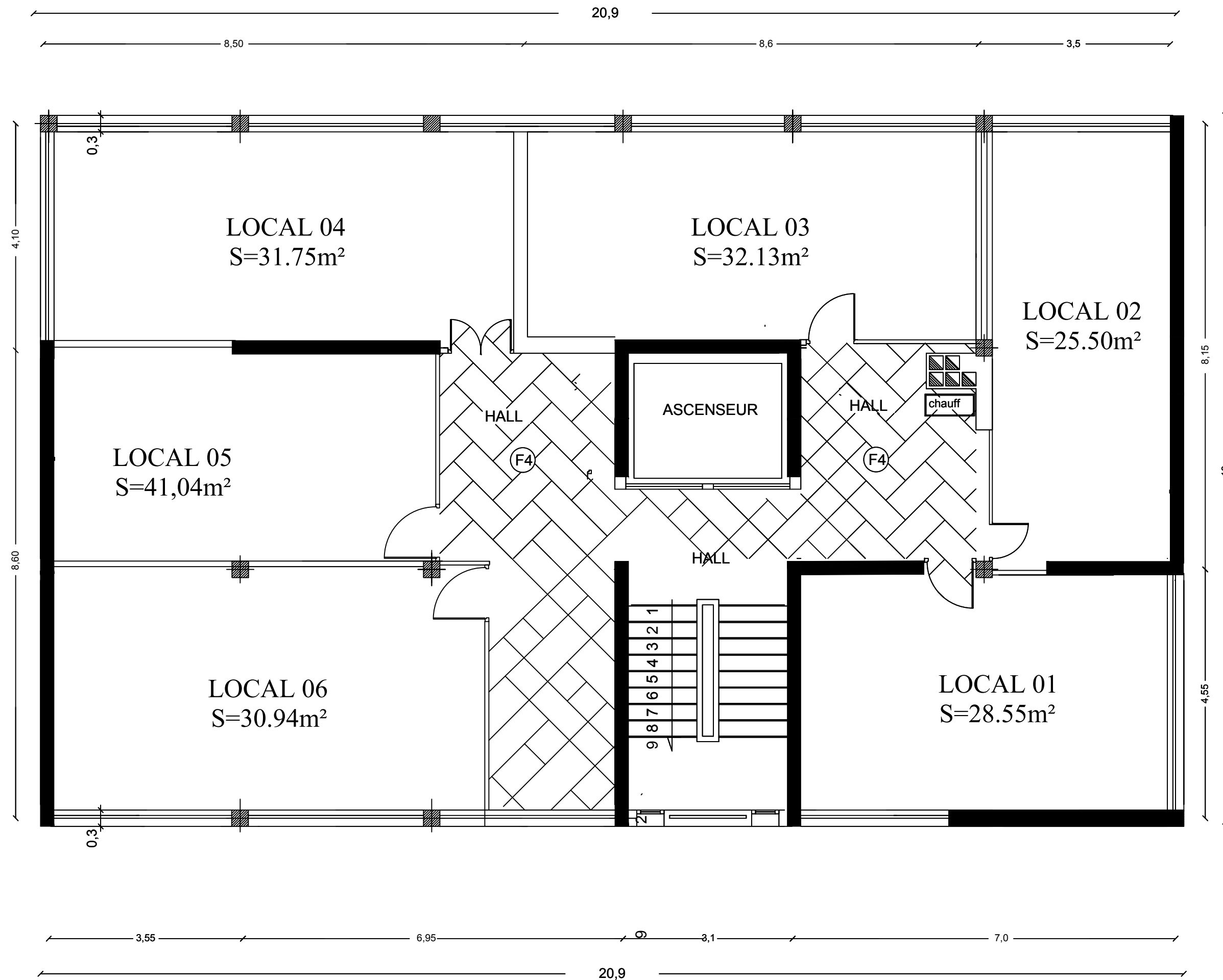
 *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*

 *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.*

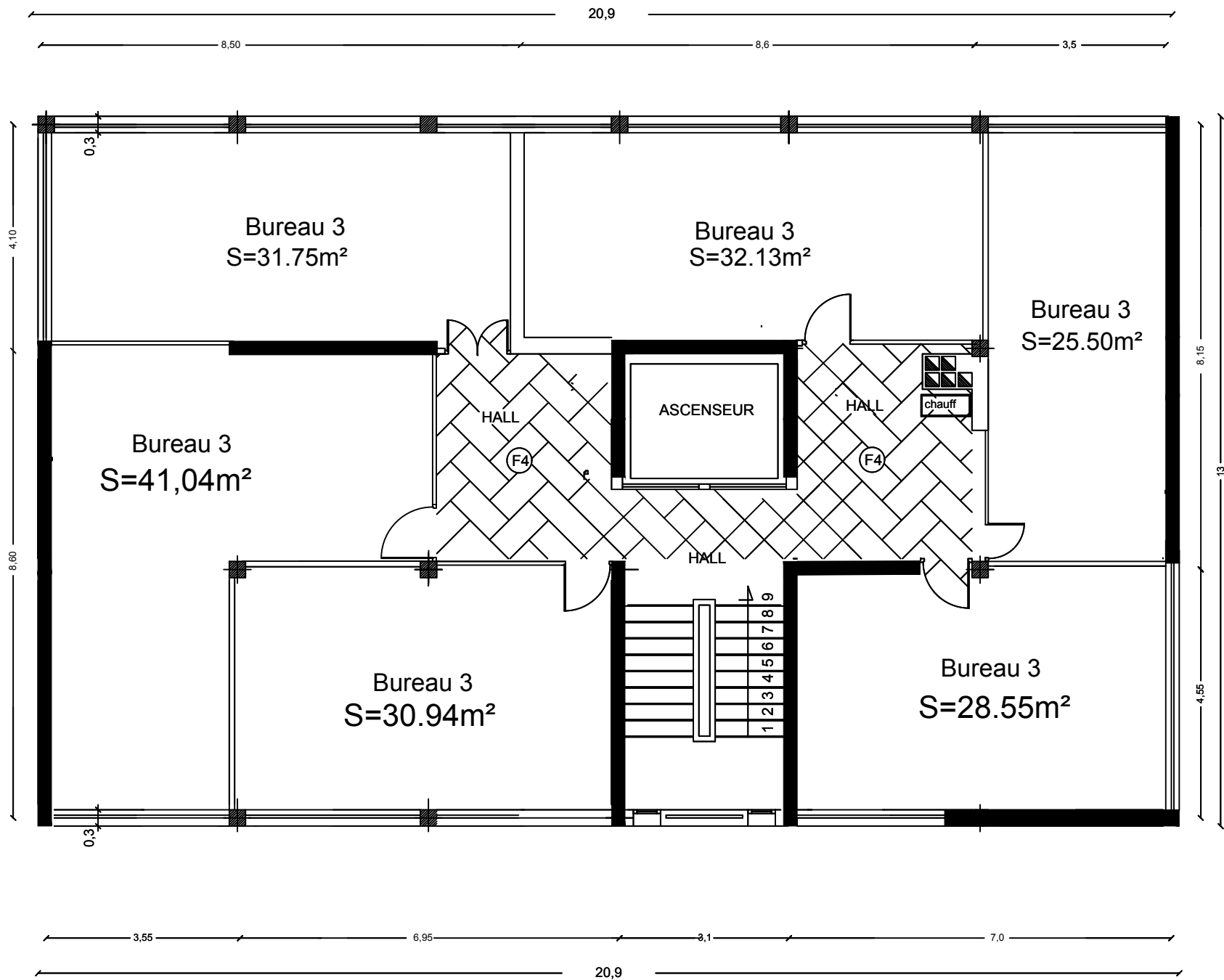
 *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé d'Albert Fuentes*



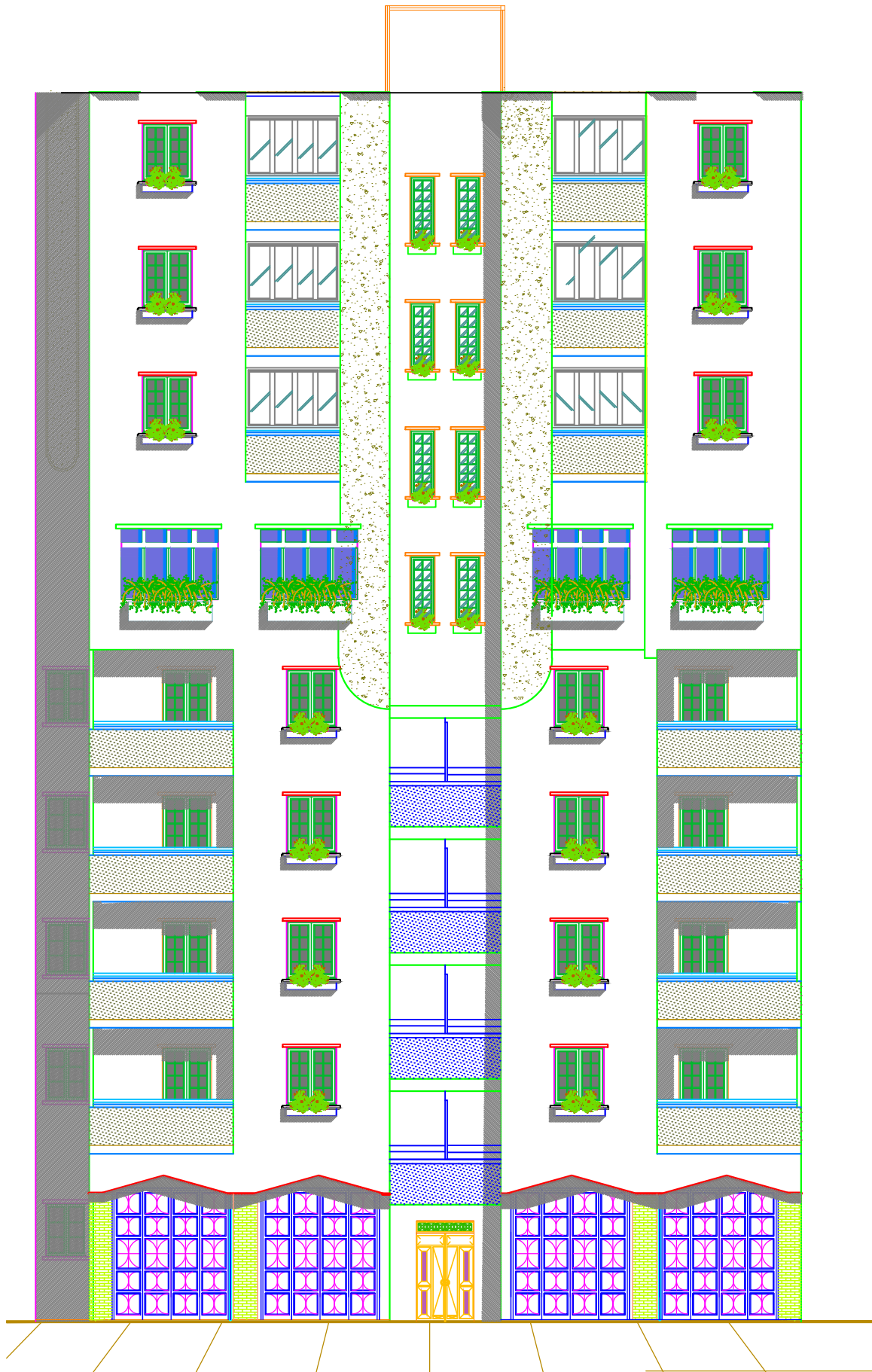
PLAN ETAGE



Plan S-Sol

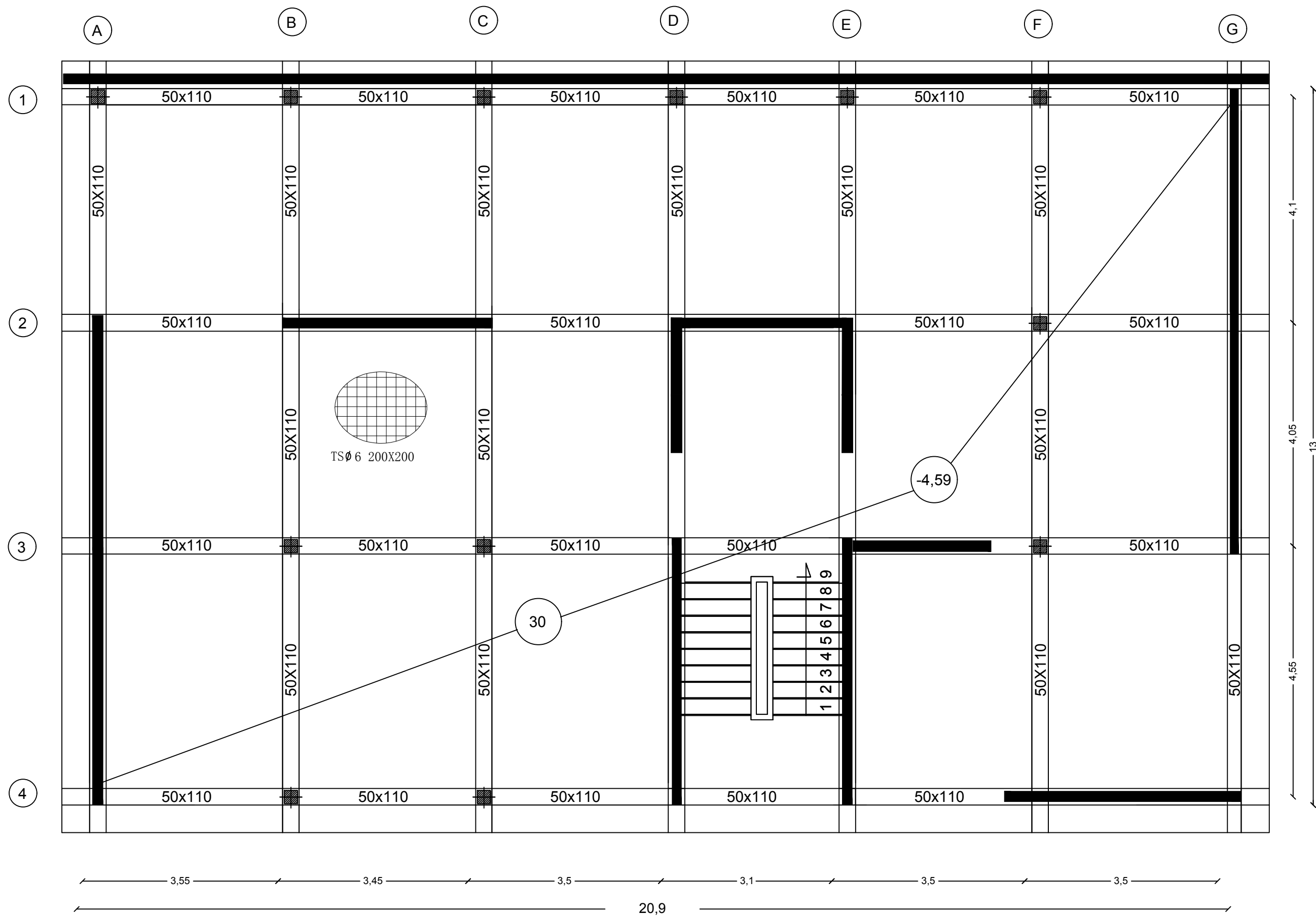


Plan RDC

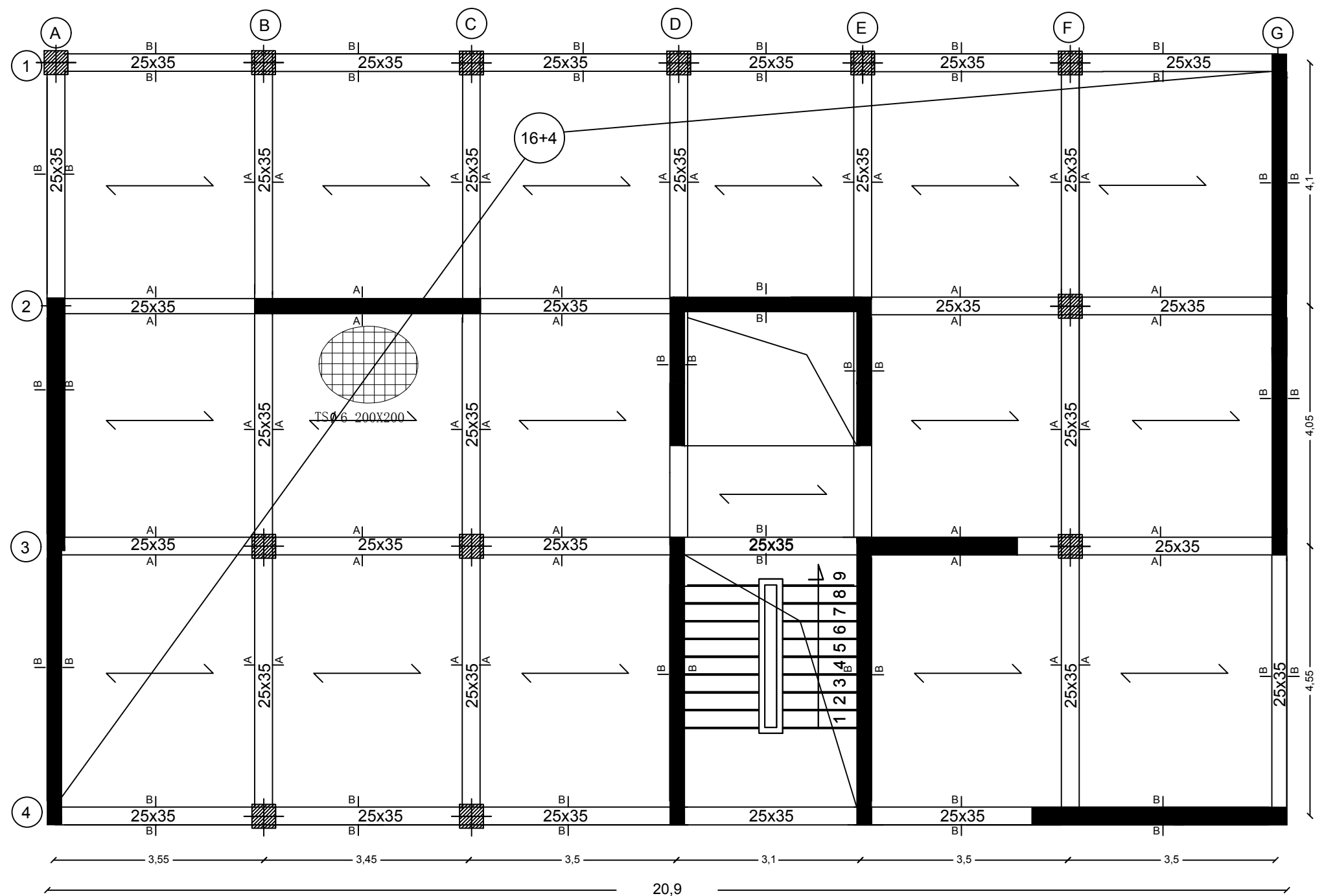


*FAÇADE POSTERIEURE*

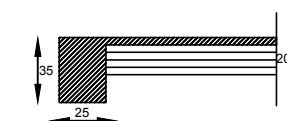




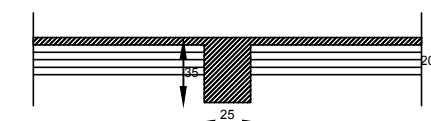
Plan Radier niveau -4,59



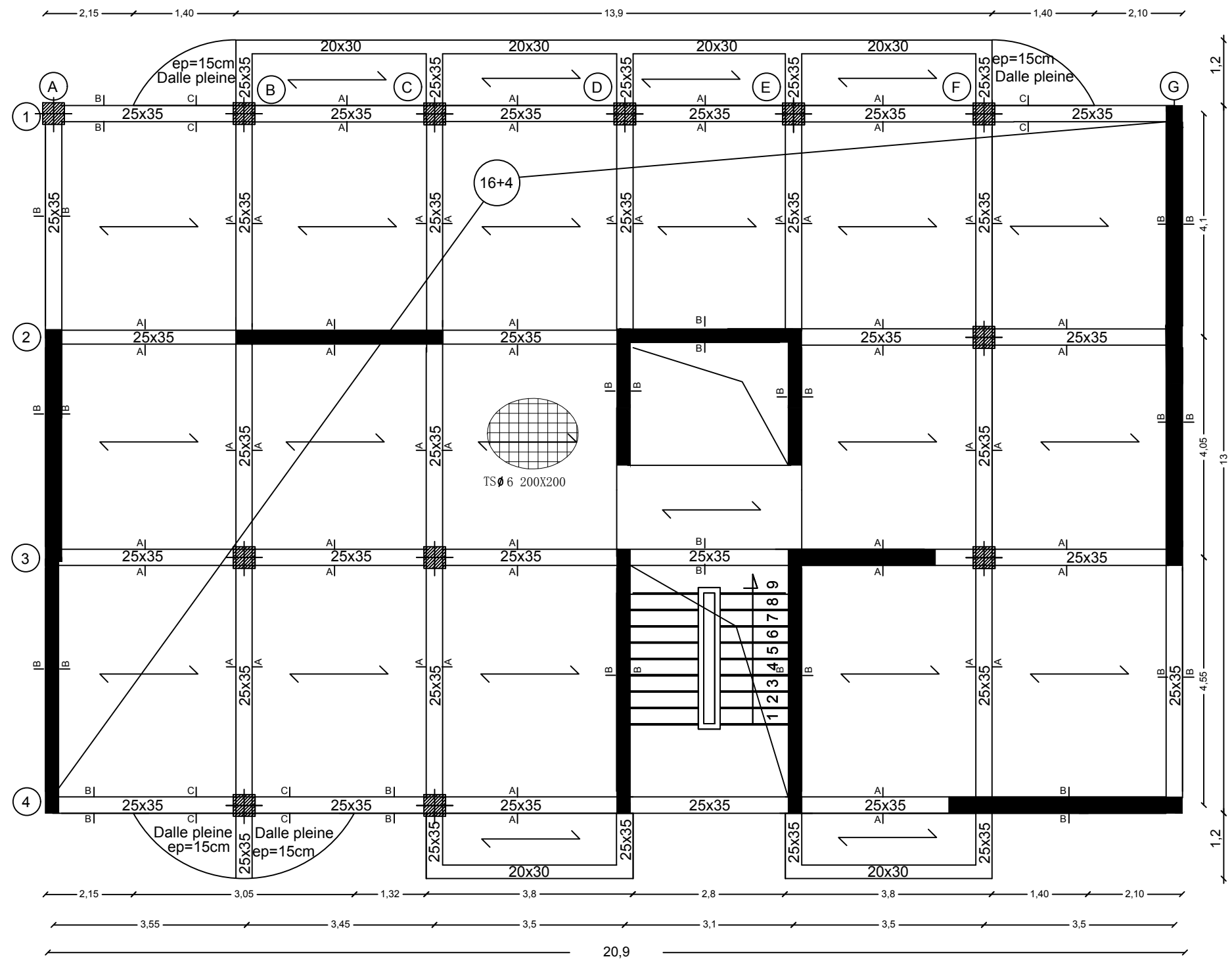
Coupe B-B



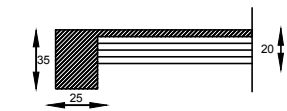
Coupe A-A



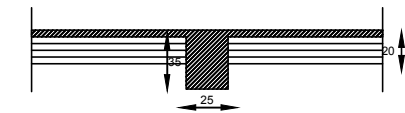
Plan Coffrage Niveau + 0,00 et + 3,06



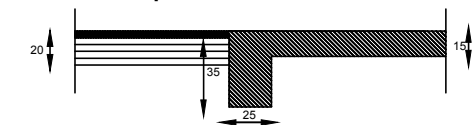
Coupe B-B



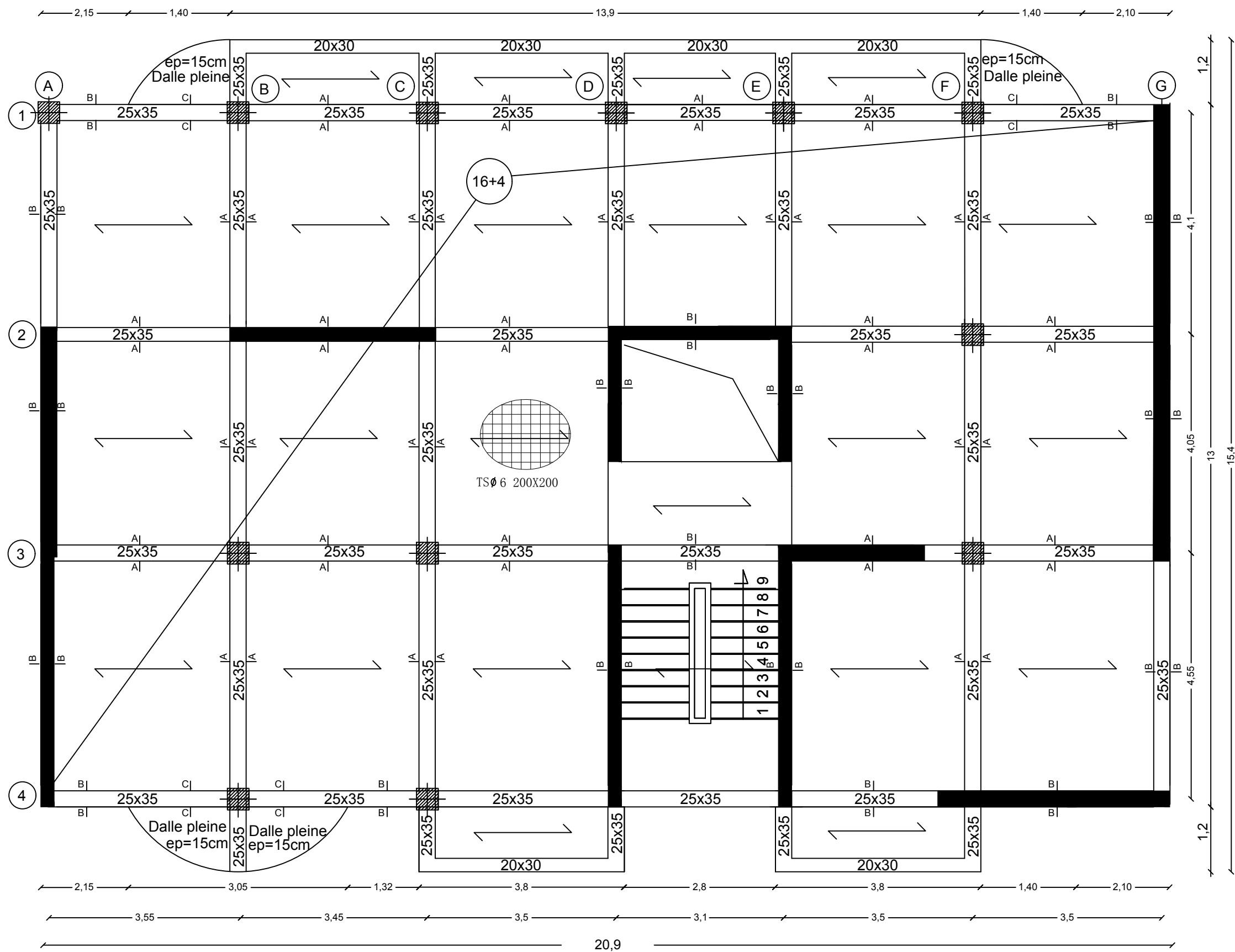
Coupe A-A



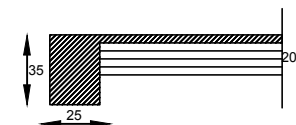
Coupe C-C



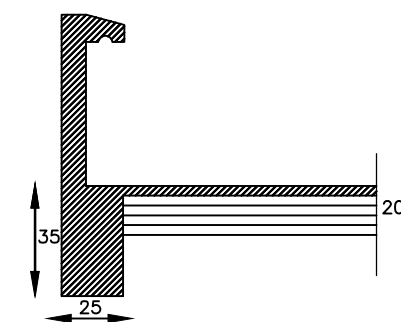
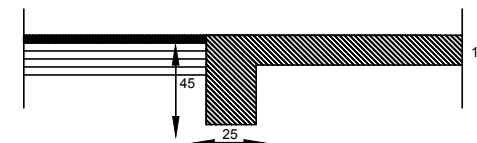
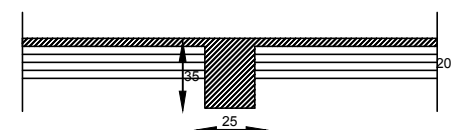
Plan Coffrage Niveau +6,12 . +9,18 . +12,24 . +15,30 . +18,36 . +21,42



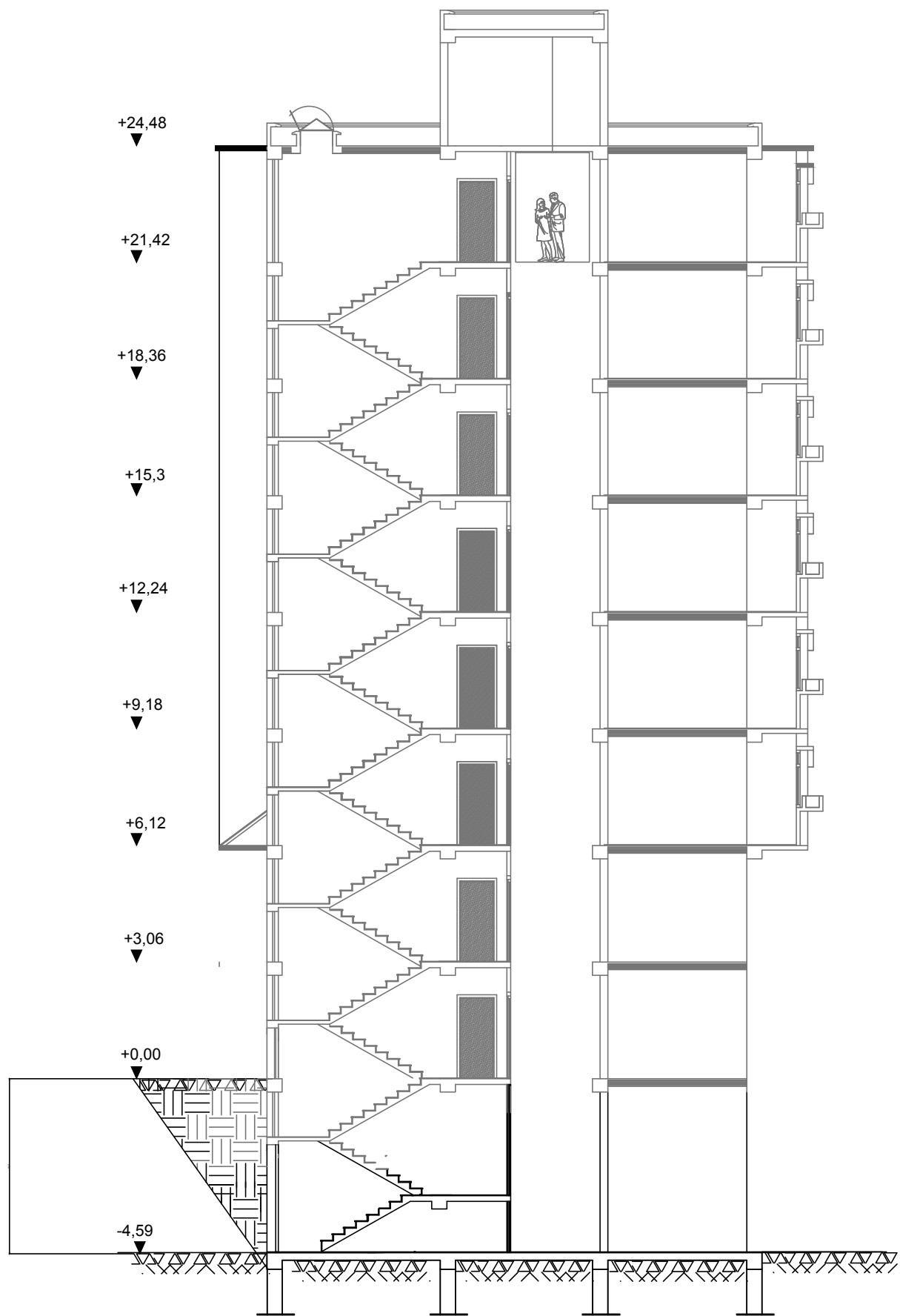
Coupe A-A



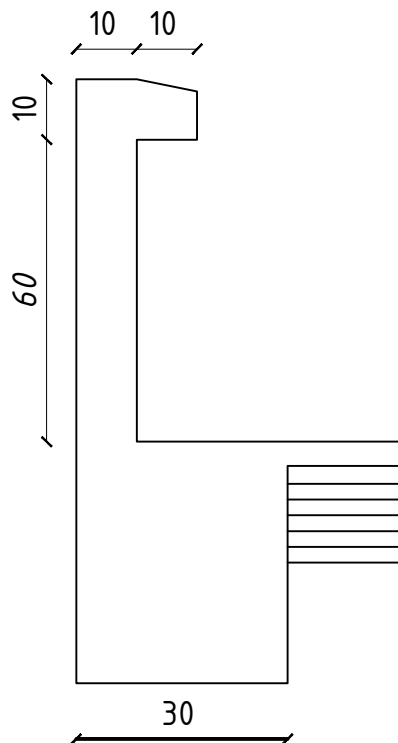
Coupe B-B



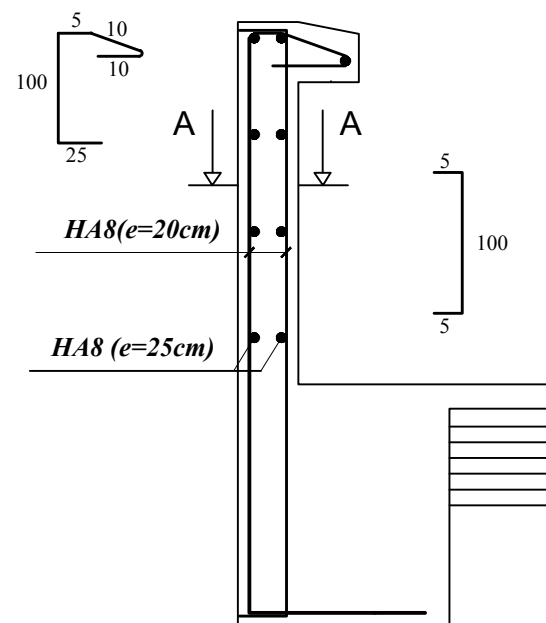
Plan Coffrage Niveau +24,48



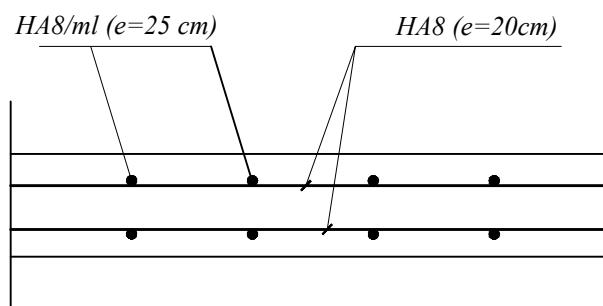
COUPE A-A



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



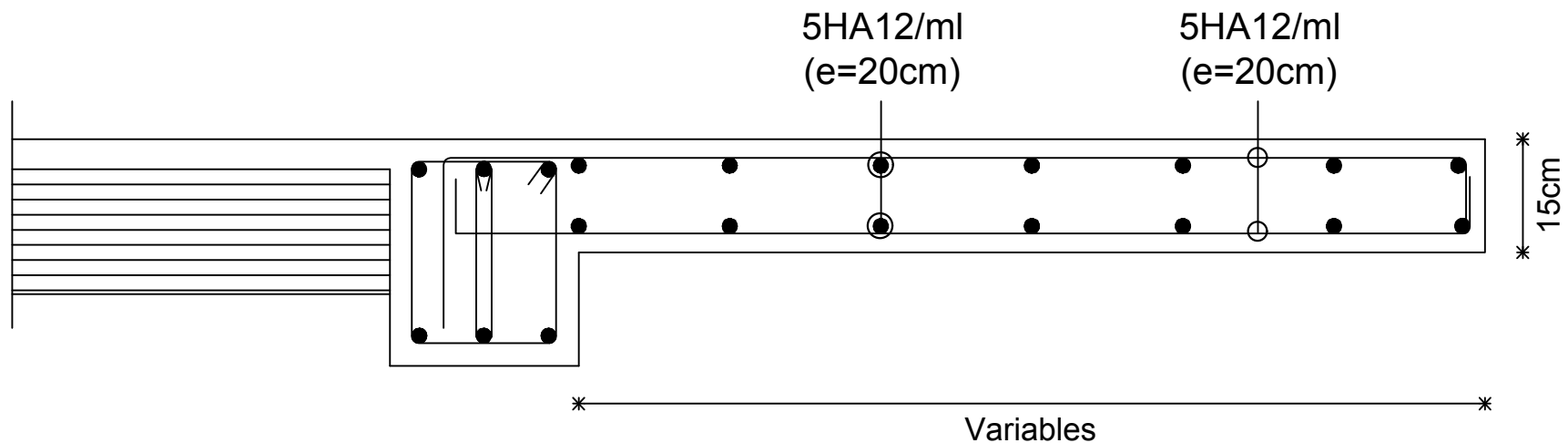
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 Mr : Meghlat

ETUDIER PAR: *Asmedroub brahim*  
*Badaoui sabrina*

Ferrailages  
 de L'AcrotÈre



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr : Meghlat

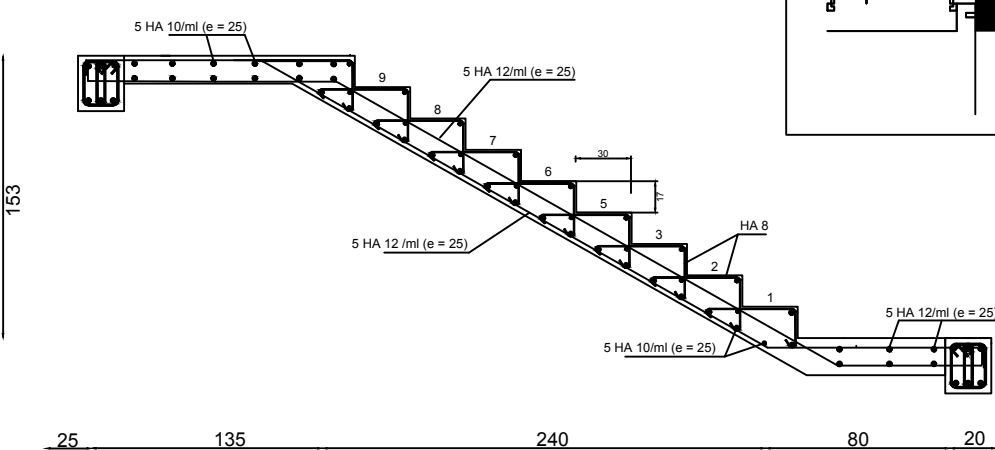
ETUDIER PAR:

*Azmedroub brahim*

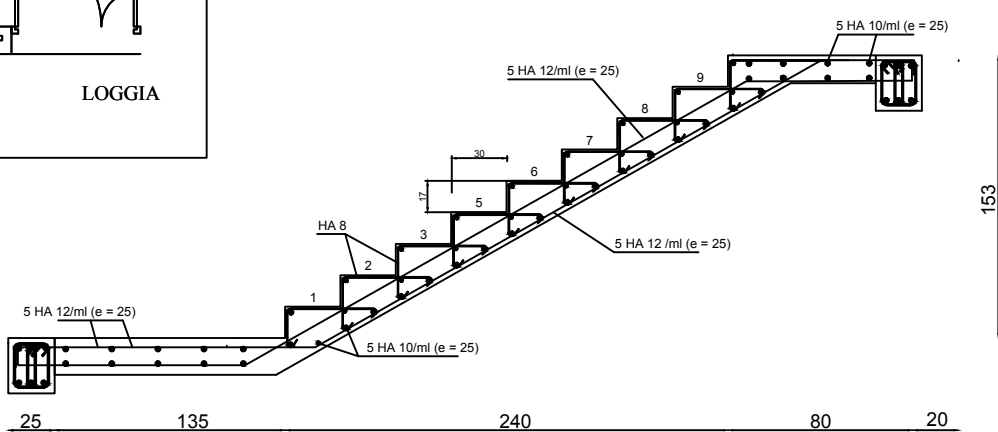
*Badaoui sabrina*

Ferrailages  
des Consoles

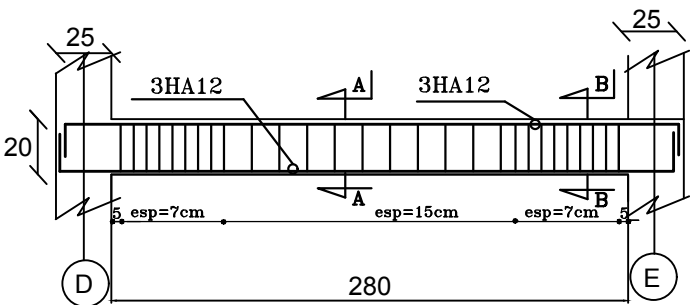
Ferrailage de volee N 2



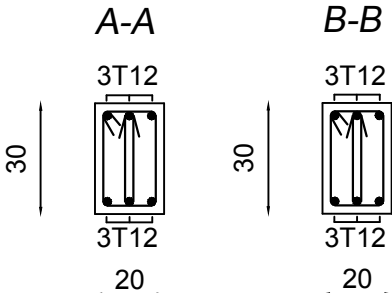
Ferrailage de volee N 1



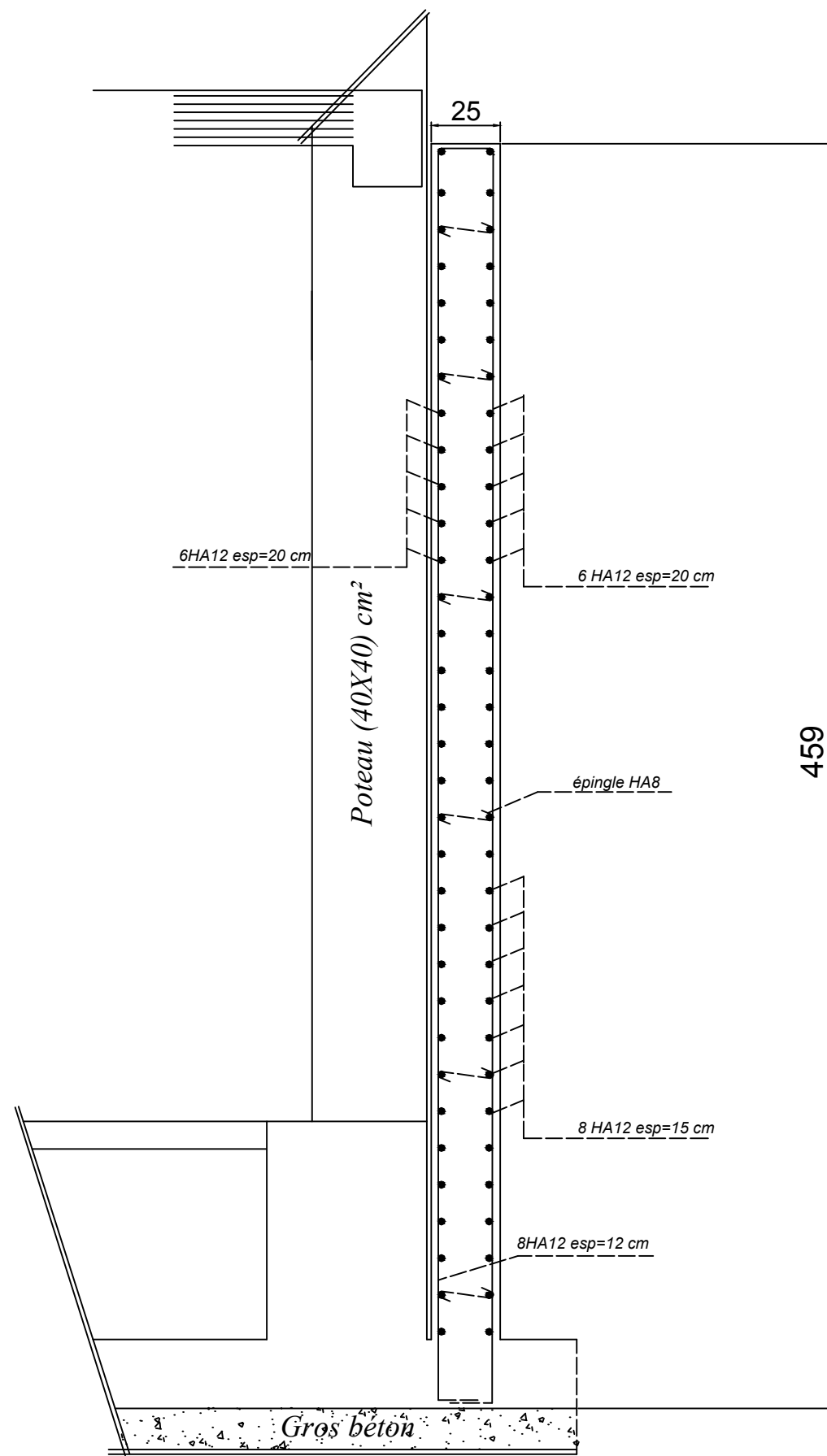
Poutres paliere



COUPE





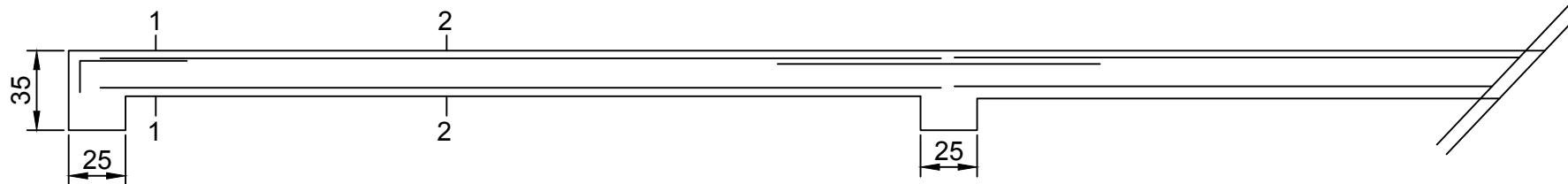


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculte du Genie de la Construction  
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
Mr : Meghlat

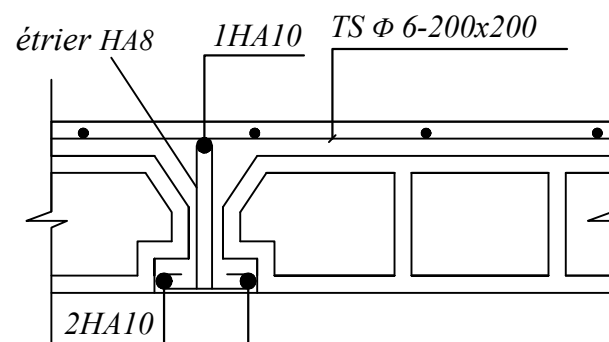
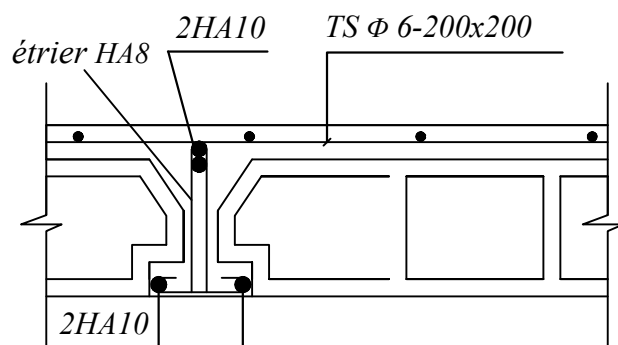
ETUDIER PAR: *Asmedroub brahim*  
*Badaoui sabrina*

Ferrailages de  
Mur plaque



*Coupe 1 - 1*

*Coupe 2 - 2*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

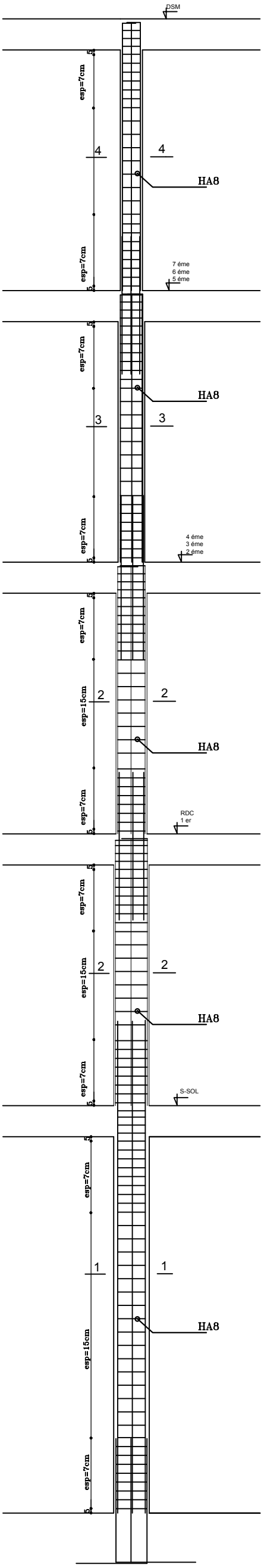
DIRIGE PAR :

Mr : Meghlat

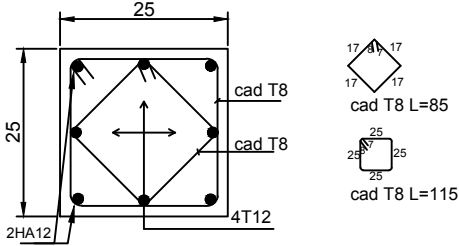
ETUDIER PAR: *Azmedroub brahim*

*Badaoui sabrina*

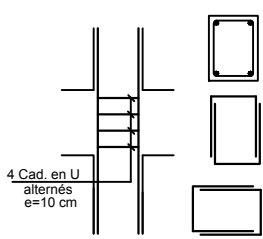
Ferrailages de  
Plancher et poutrelles



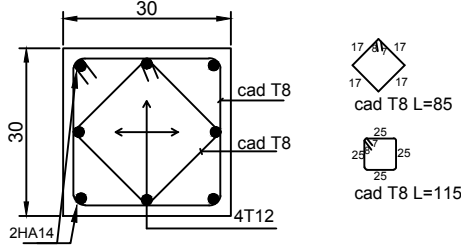
coupe 4-4



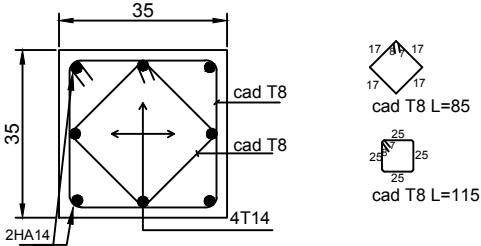
NOEUDS



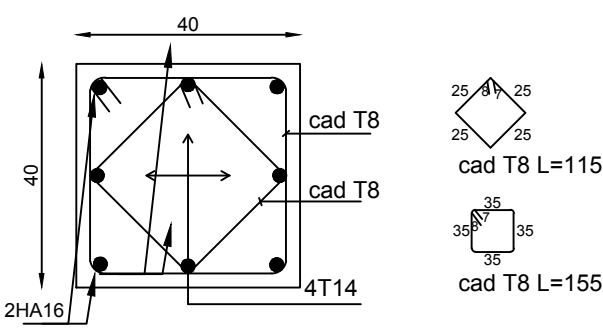
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

M

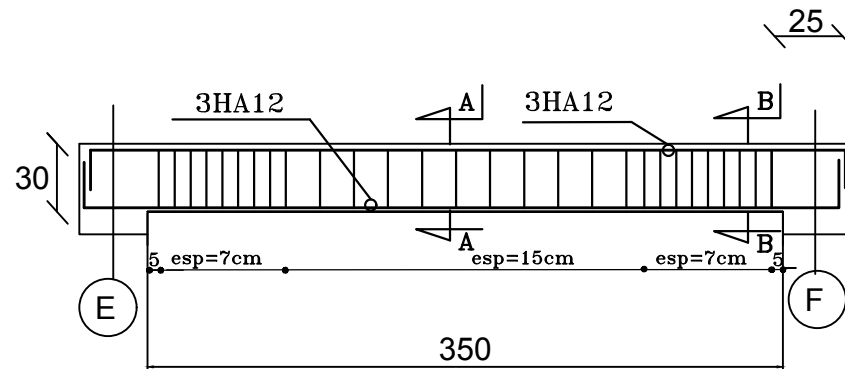
Mr : Meghlat

ETUDIER PAR:

Azmedroub brahim  
Badaoui sabrina

Ferrailages  
des poteaux

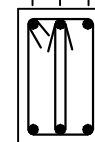
# *Poutre de Chainage 20 X 30 AXE 4 Niveau 10,71*



## *Poutre de Chainage*

A-A

3T12

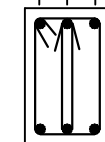


3T12

20

B-B

3T12



3T12

20

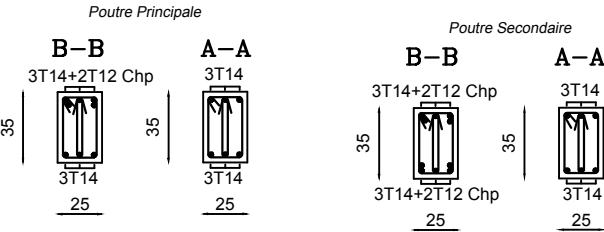
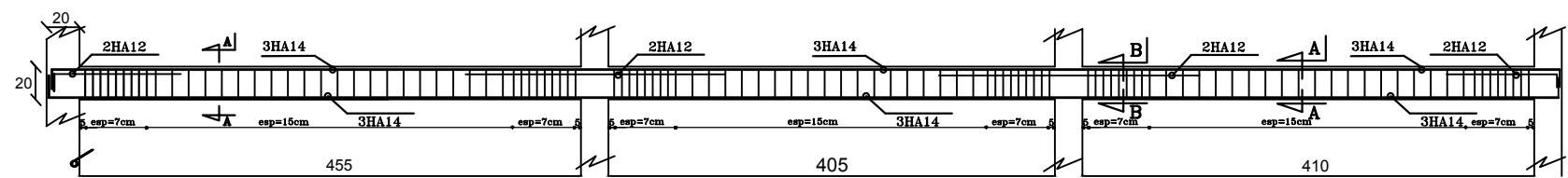
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 Mr : Meghlat

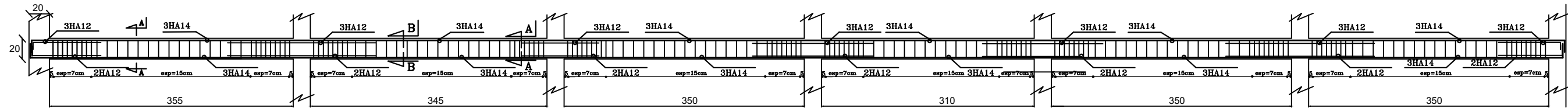
ETUDIER PAR :  
 Asmedroub brahim  
 Bedaoui abirine

Ferraillages des  
 Poutres Chainage

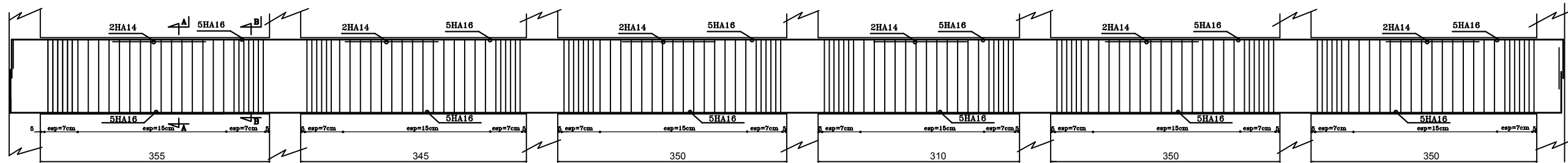
Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35 Axe B Niveau 4,59



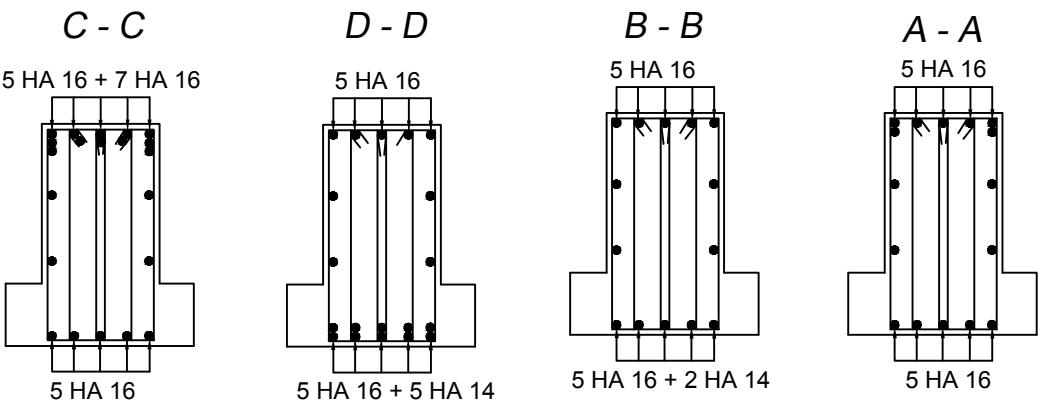
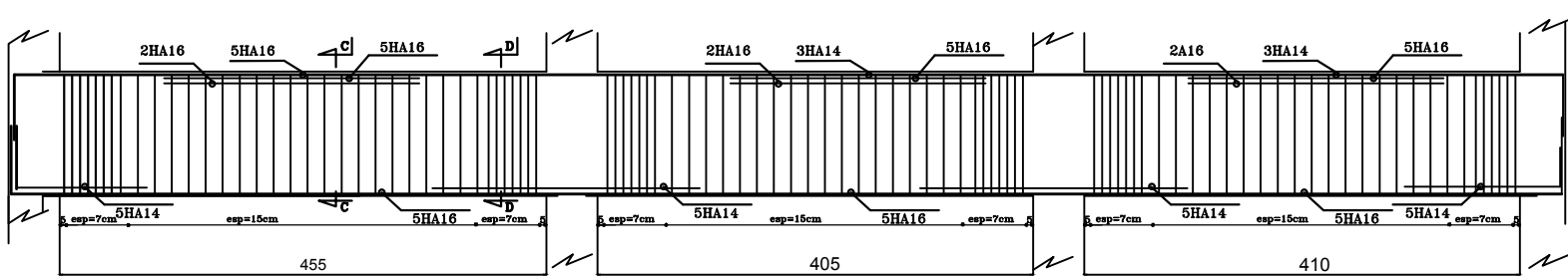
Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 35 Axe 2 Niveau 4,59



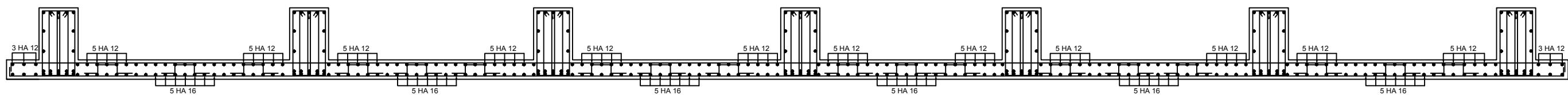
Exemple de ferrailage de Nervure Axe 1 Niveau -4,59



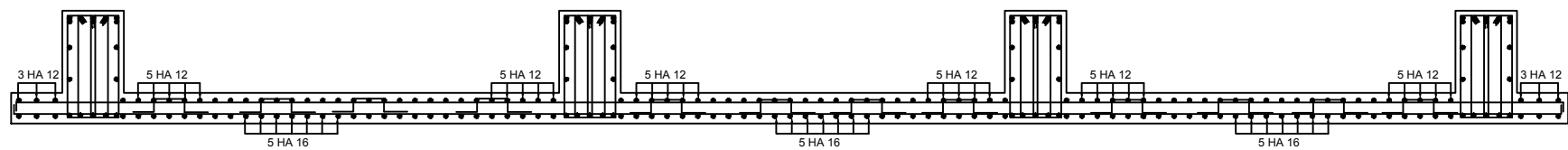
Exemple de ferrailage de Nervure Axe A Niveau -4,59



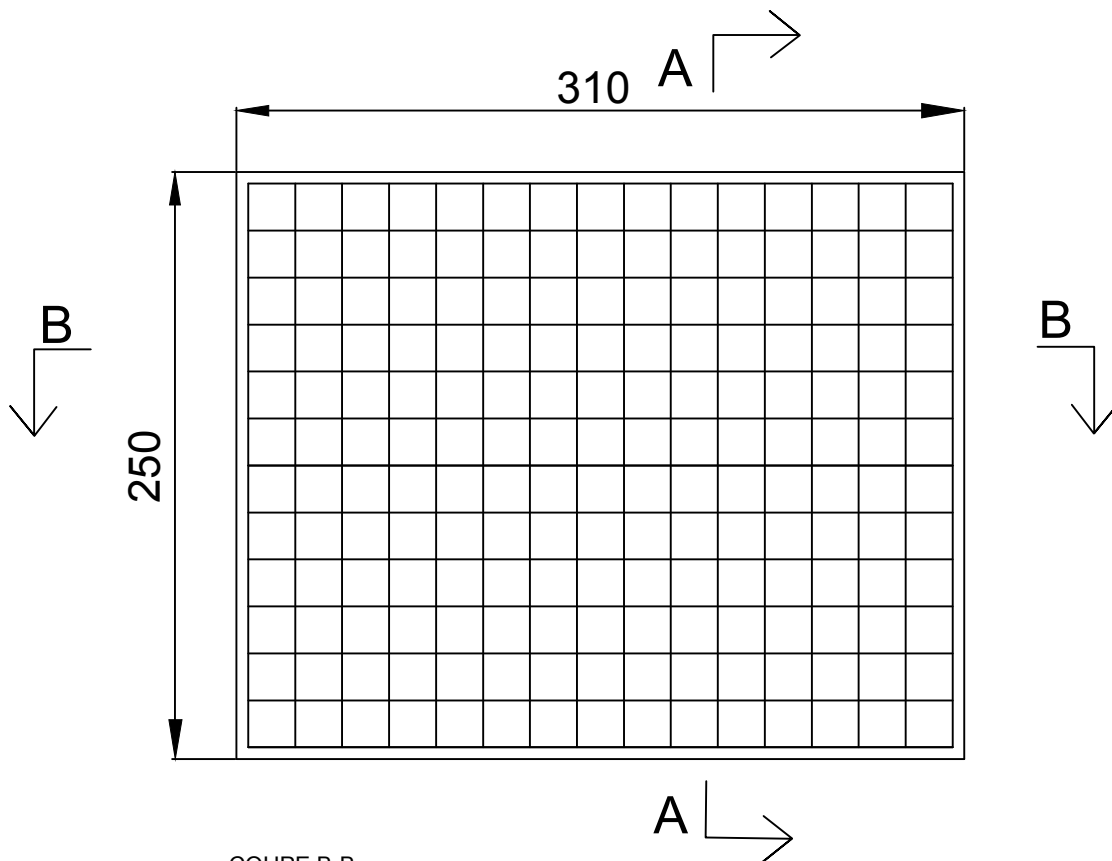
Exemple de ferrailage de Radier Axe 1 Niveau -4,59



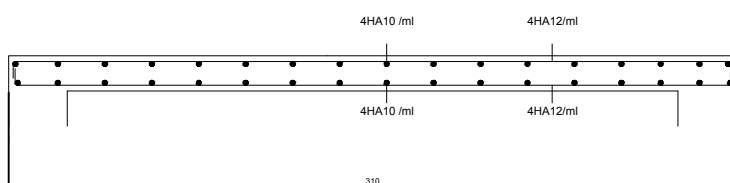
Exemple de ferrailage de Radier Axe A Niveau -4,59



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou	
Faculte du Genie de la Construction	
Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR:	
Mr : Meghlat	
ETUDIER PAR:	
Asmedroub brahim	
Badaoui sabrina	
Ferrailages de Radier	



COUPE B-B



COUPE A-A



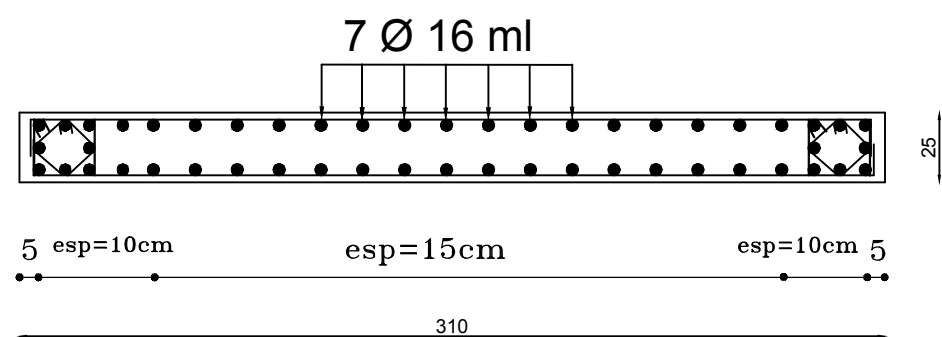
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 Mr : Meghlat

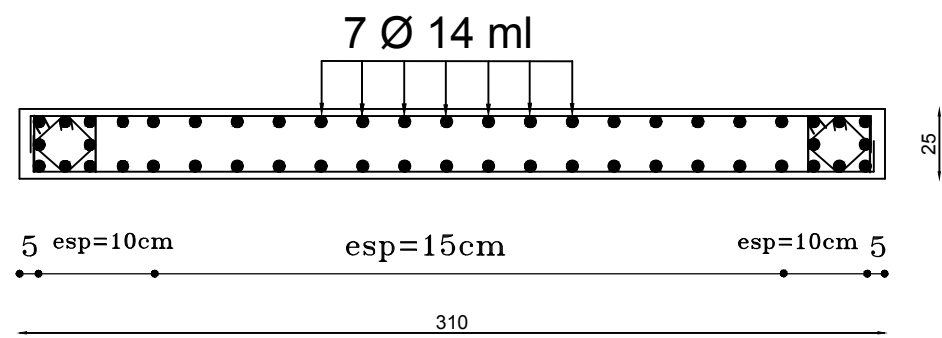
ETUDIER PAR: *Asmedroub brahm*  
*Bedaoui sabrina*

Ferrailages de la  
 salle machaine

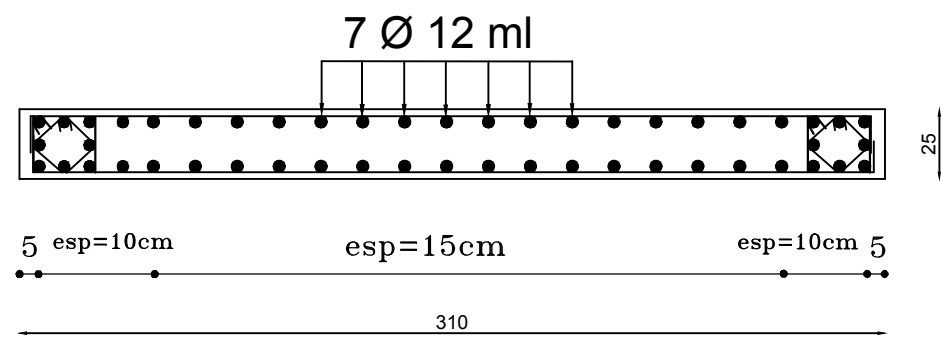
*Ferraillage voile V 5 Niveaux ±0,00 , +3,06*



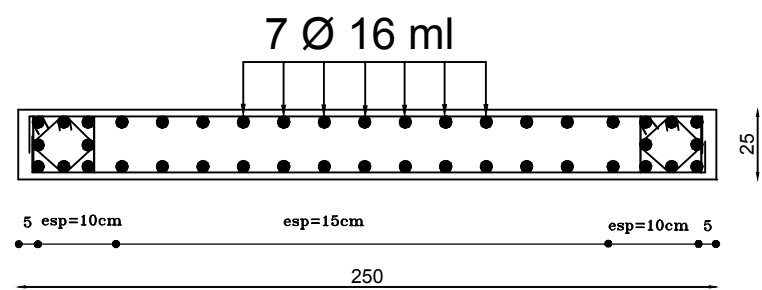
*Ferraillage voile V 5 Niveaux + 6,12*



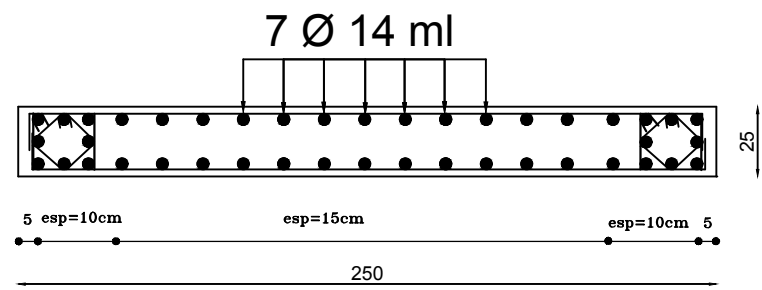
*Ferraillage voile V 5 Niveaux De +9,18 à + 24,48*



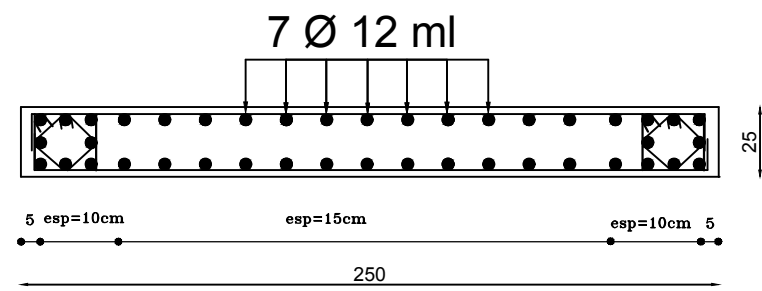
*Ferraillage voile V 6 Niveaux ± 0,00*



*Ferraillage voile V 6 Niveaux +3,06 et + 6,12*

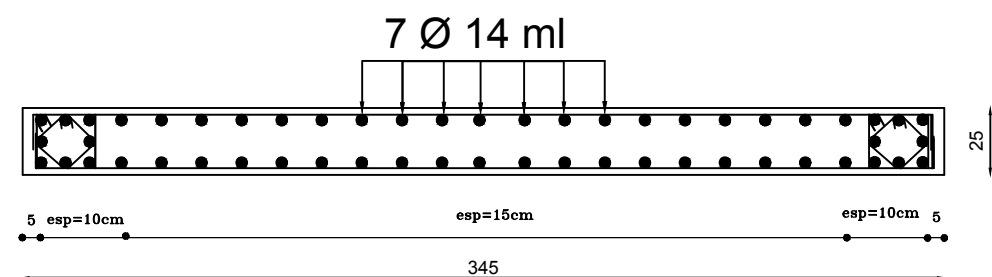


*Ferraillage voile V 6 Niveaux De + 9,18 à + 24,48*

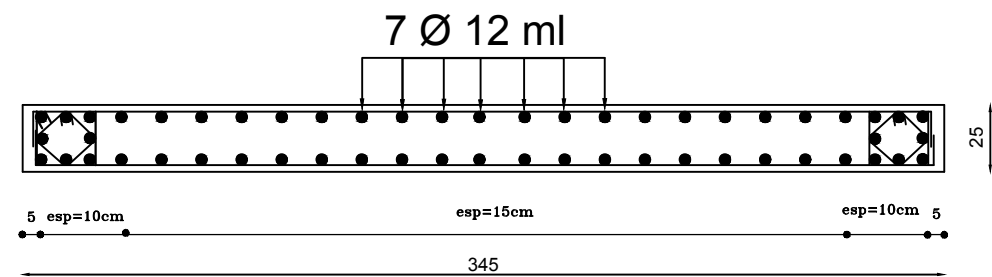




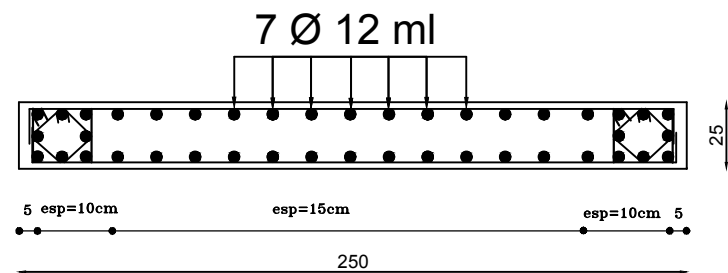
Ferraillage voile V 8 Niveaux  $\pm 0,00$  et  $+ 3,06$



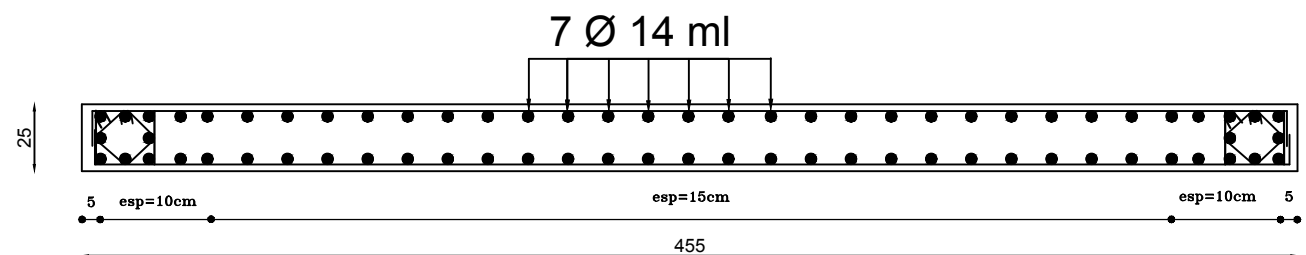
Ferraillage voile V 2 Niveaux De  $+ 6,12$  à  $+ 24,48$



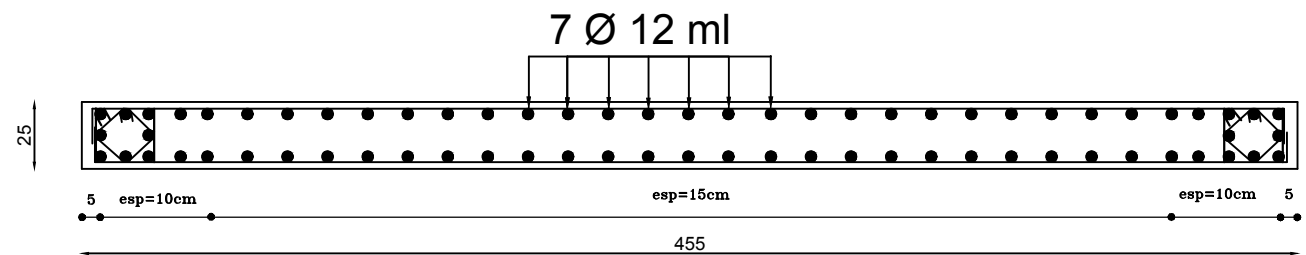
Ferraillage voile V 4 Niveaux De  $\pm 0,00$  à  $+24,48$



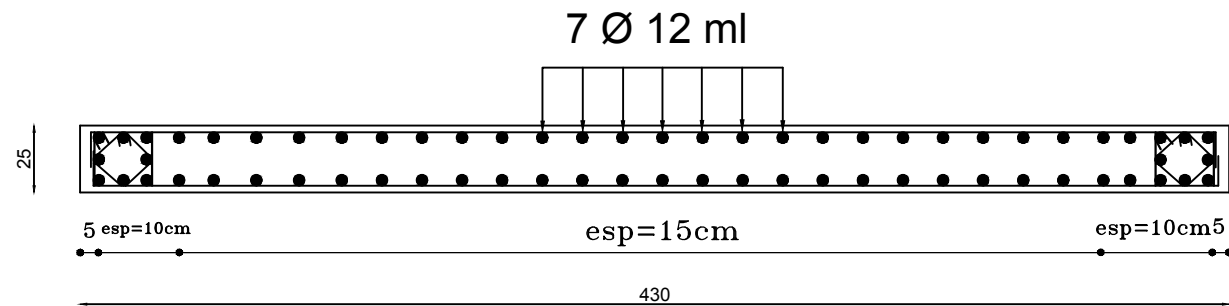
Ferraillage voile V 3 Niveaux  $\pm 0,00$



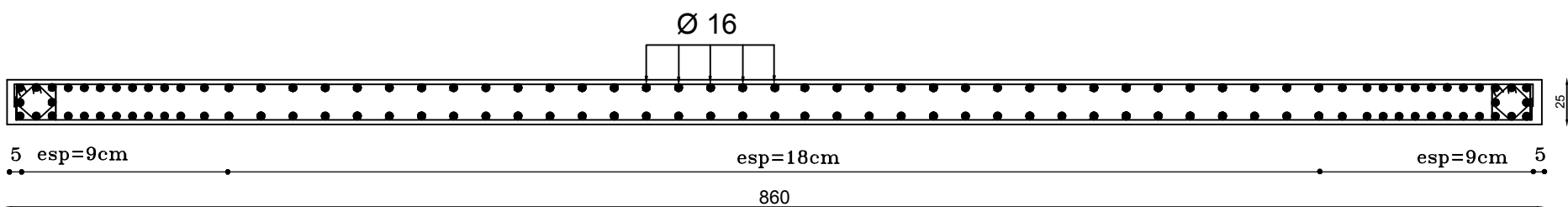
Ferraillage voile V 3 Niveaux De  $+ 3,06$  à  $+ 24,48$



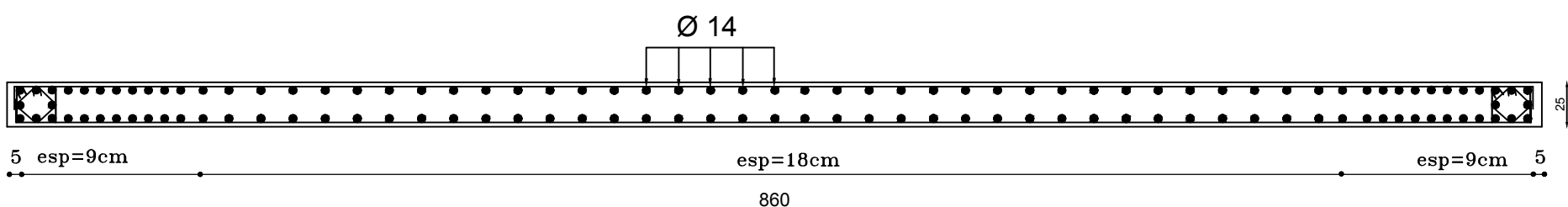
Ferraillage voile V 7 Niveaux De  $\pm 0,00$  à  $+ 24,48$



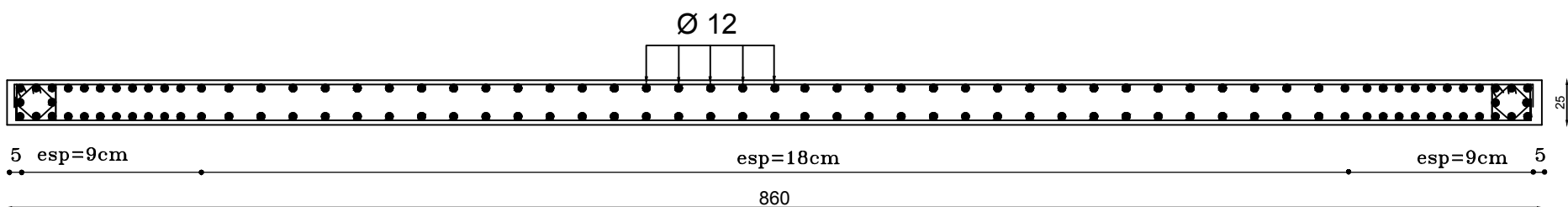
*Ferraillage voile V 1 Niveaux ± 0,00*



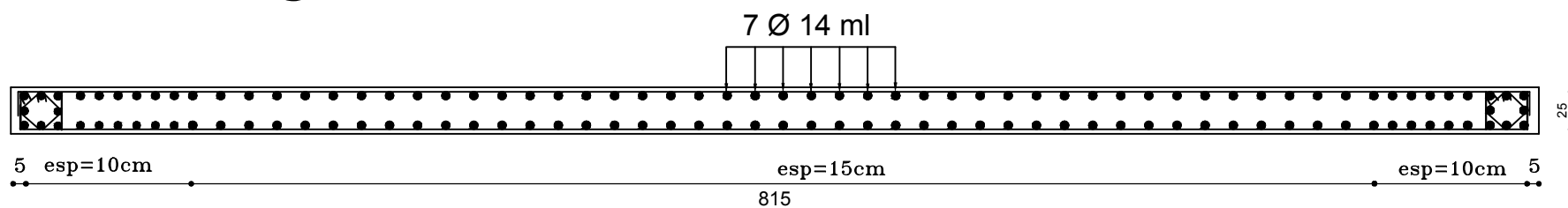
*Ferraillage voile V 1 Niveaux + 3,06*



*Ferraillage voile V 1 Niveaux De + 6,12 à + 24,48*



*Ferraillage voile V 8 Niveaux De ± 0,00 et + 3,06*



*Ferraillage voile V 8 Niveaux De + 3,06 à + 24,48*

