



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

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

## Thème



***Dirigé par :***  
**M<sup>me</sup> SMAHI R**

**Etudié par :**  
**BOUZEBODJA GHANIA**

**Année 2019/2020**

# Remerciements



Au terme de ce travail résultant de tant d'années de sacrifices et d'efforts, nous tenons à remercier avec beaucoup de respect et de reconnaissances Madame SMAHI en tant qu'encadrant, pour sa disponibilité, sa valeur, sa bonne directive, et sa patience qu'elle a montrée pour contribuer à la réalisation de ce projet de fin d'études et enfin de vouloir acceptée de juger le contenu de ce mémoire.

Nos vifs remerciements s'adressent également aux membres du jury pour avoir accepté de commenter et de juger ce travail.

Nous serons très reconnaissantes envers les enseignants du département Génie Civil qui ont procédé à notre enseignement durant les années universitaires.

Un grand merci à l'ingénieure KARIME AMOURA pour ces précieux conseils et ces informations, ainsi l'architecte M.BELKALEM.

Mes sincères remerciements vont à toute ma famille pour leur aide, leur encouragement, leur amour et leur compréhension, en particulier ma sœur KARIMA.



# *Dédicace :*

*Je dédie ce travail :*

*A ma très chère mère,*

*A la mémoire de mon cher père,*

*La raison de ma vie et ma réussite, qui malgré tous les mots qui existent au monde, aucune dédicace n'est capable de refléter l'estime que nous avons pour eux,*

*A mes chères sœurs exceptionnellement ma sœur Karima,*

*A mes chers frères,*

*A mes ami(es) surtout : DJEDJIGA, Cylia, Katia, Warda, Mohamed, Lounis,*

*A tous ceux qui me sont chère,*

*A toute la famille BOUZEBOUDJA,*

*A toute la promotion 2020 CCI d'université Mouloud Mammeri.*

*GHANIA*

# SOMMAIRE

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	Page001
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	Page009
1. Planchers .....	Page 010
2. Poutres.....	Page 012
3. Voiles .....	Page 014
4. Poteaux .....	Page 016
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....	Page030
1. L'acrotère.....	Page030
2. Les planchers .....	Page037
3. Le plancher dalle pleine.....	Page068
4. La salle machine.....	Page074
5. Les balcons.....	Page084
6. La poutre de chinage.....	Page090
7. Les escaliers .....	Page099
8. La poutre palière.....	Page135
9. La toiture .....	Page145
Chapitre IV: Contreventement.....	Page 154
Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences de l'RPA.....	Page 171
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	Page185
1. Ferrailage des poteaux.....	Page185
2. Ferrailage des poutres .....	Page195
3. Ferrailage des voiles .....	Page205
Chapitre VII : Etude de mur plaque .....	Page221
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....	Page229
Conclusion générale	
Annexe : Méthode de calcul	



# Liste des figures

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

FIGURE I.1 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

FIGURE I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

FIGURE I.3 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments**

FIGURE II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

FIGURE II.2: Coupe d'un voile en élévation.

FIGURE II.3: Coupe d'un voile linéaire.

FIGURE II.4: Coupe de planchers étage courant.

FIGURE II.5: Coupe de planchers dalle pleine.

FIGURE II.6 : Coupe verticale du mur double cloison.

FIGURE II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

FIGURE II.8 : Coupe transversale de l'acrotère.

FIGURE II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

FIGURE II.10: La loi de dégression des charges.

FIGURE II.11 : Identification des paramètres d'un portique.

## **Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux**

FIGURE III.1: Coupe verticale de l'acrotère.

FIGURE III.2: Schéma statique de l'acrotère.

FIGURE III.3 : diagramme des efforts interne de l'acrotère (M T N).

FIGURE III.4 : section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

FIGURE III.5 : la section d'armature sous la flexion composée.

FIGURE III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

FIGURE III.7: coupe verticale de plancher à corps creux.

FIGURE III.8 : Treilles soudées de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>.

FIGURE III.9 : Surfaces revenant aux poutrelles.

FIGURE III.10 : Surface revenant aux poutrelles.

FIGURE III.11 : Schéma statique de la poutrelle.

FIGURE III.12 : Diagramme des moments (principe de la méthode).

FIGURE III.13: Diagramme des moments d'une poutre continue.

FIGURE III.14 : Diagramme des efforts internes de 1<sup>er</sup> type de poutre.

FIGURE III.15: Diagramme des moments de 2<sup>eme</sup> type d'une poutre continue.

FIGURE III.16 : Diagramme des efforts internes de 2<sup>eme</sup> type de poutre.

FIGURE III.17 : Diagramme des moments de 3<sup>eme</sup> type d'une poutre continue.

FIGURE III.18 : Diagramme des efforts internes de 3<sup>eme</sup> type de poutre.

FIGURE III.19 : Coupe schématique de la poutrelle.

FIGURE III.20 : Coupe schématique de la poutrelle (travées).

FIGURE III.21 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).

FIGURE III.22 : Schéma statique des poutrelles à l'ELS.

FIGURE III.23 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

FIGURE III.24 : Coupe schématique de la poutrelle.

FIGURE III.25 : Ferrailage de plancher en corps creux.

FIGURE III.26 : Ferrailage de la dalle pleine.

FIGURE III.27: Schéma d'un ascenseur.

FIGURE III.28 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

FIGURE III.29 : Ferrailage de la dalle machine.

FIGURE III.30 : Coupe transversale d'un balcon.

FIGURE III.31 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELU.

FIGURE III.32: Schéma statique de calcul d'une bande de 1m.

FIGURE III.33 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS.

FIGURE III.34 : Ferrailage des balcons.

FIGURE III.35 : Dimensions de la poutre chaînage.

FIGURE III.36 : Schéma statique de calcul d'une poutre de chaînage à L'ELU.

FIGURE III.37 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

FIGURE III.38: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

FIGURE III.39 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

FIGURE III.40: Constituant d'un escalier.

FIGURE III.41 : Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier d'étages courants.

FIGURE III.42 : Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU.

FIGURE III.43 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

(1<sup>eme</sup> type d'escalier d'étages courants).

FIGURE III.44 : Schéma du 2<sup>eme</sup> type d'escalier d'étages courants.

FIGURE III.45 : Schéma statique de calcul du 2<sup>eme</sup> type d'escalier à l'ELU.

FIGURE III.46 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

(2<sup>eme</sup> type d'escalier d'étages courants).

FIGURE III.47 : Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier RDC.

FIGURE III.48 : Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier du RDC à l'ELU.

FIGURE III.49 : Schéma du 2<sup>eme</sup> type d'escalier RDC.

FIGURE III.50 : Schéma statique de calcul du 2<sup>eme</sup> type d'escalier RDC à l'ELU.

FIGURE III.51 : Schéma du 1<sup>eme</sup> type d'escalier de 2<sup>eme</sup> E-sol.

FIGURE III.52: Schéma statique de calcul du 1<sup>eme</sup> type d'escalier (2<sup>eme</sup> E-sol).

FIGURE III.53 : Schéma du 2<sup>eme</sup> type d'escalier de 2<sup>eme</sup> E-sol.



FIGURE III.54 : Schéma statique de calcul du 2<sup>eme</sup> type d'escalier à l'ELU.

FIGURE III.55 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2<sup>eme</sup> type d'escalier RDC).

FIGURE III.56 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.

FIGURE III.57: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

FIGURE III.58 : Ferrailage de l'escalier.

FIGURE III.59 : Schéma statique de la poutre palière.

FIGURE III.60 : Schéma statique de la poutre palière.

FIGURE III.61 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

FIGURE III.62 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

FIGURE III.63: Ferrailage de la poutre palière.

FIGURE III.64 : Les éléments de la charpente.

FIGURE III.65: schéma statique de la panne.

FIGURE III.66 : Diagramme des moments dans les chevrons.

#### **Chapitre IV: Etude du contreventement**

FIGURE IV.1: Coupe des voiles longitudinales et transversales.

FIGURE IV.2: Identification des paramètres d'un portique.

FIGURE IV.3: Schéma de calcul de la flèche.

FIGURE IV.4: Diagramme des moments.

#### **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

FIGURE VI.1: Zone nodale des poteaux.

FIGURE VI.2: Coupes transversales des poteaux.

FIGURE VI.3 : Ferrailage de la poutre principale.

FIGURE VI.4 : Ferrailage de la poutre secondaire.

FIGURE VI.5 : Ferrailage des fermes de la toiture.

FIGURE VI.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

FIGURE VI.7: Disposition des voiles.

### **Chapitre VII: Etude du mur plaque**

FIGURE VII.1: Schéma statique du mur plaque.

FIGURE VII.2: Diagramme des Contraintes à l'ELU.

FIGURE VII.3: Diagramme des contraintes à l'ELS.

FIGURE VII.4: Ferrailage du mur plaque.

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

FIGURE VIII.1: Schéma de la semelle isolée.

FIGURE VIII.2: Schéma d'une semelle filante.

FIGURE VIII.3: Distribution des sollicitations.

FIGURE VIII.4: Ferrailage des longrines.

# Liste des tableaux

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

Tableaux I.1 : Caractéristiques des aciers.

Tableaux I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisées.

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments**

Tableaux II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003).

Tableaux II.2: Les charges permanentes de la toiture.

Tableaux II.3: Les charges permanentes de plancher d'étage courant.

Tableaux II.4: Valeur de la charge permanente de la dalle pleine.

Tableaux II .5: Charges revenant aux murs extérieurs.

Tableaux II.6 : Charges revenant aux murs intérieurs.

Tableaux II.7 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine des balcons.

Tableaux II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

Tableaux II.9 : Coefficients de dégression des charges.

Tableaux II.10: Pré dimensionnement des poteaux.

Tableaux II.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA99.

Tableau II.12 : Vérification au flambement.

Tableau II.13: Rigidités des poteaux dans le sens xx.

Tableau II.14 : Rigidité des poteaux dans le sens yy.

Tableau II.15 : Rigidités des poutres suivant xx.

Tableau II.16 : Rigidités des poutres suivant yy.

Tableau II.17: Récapitulatif des résultats.



### **Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux**

Tableau III.1 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.2 : Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU.

Tableau III.3 : Résumé des valeurs de moment en travée à l'ELU.

Tableau III.4 : Résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.5 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.6 : Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU.

Tableau III.7 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.8 : Résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.9 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.10 : Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU

Tableau III.11 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.12 : résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.9 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.10 : Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU.

Tableau III.11 : Résumé des valeurs en travée à l'ELU.

Tableau III.12 : résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.13 : Résumé les valeurs en travées à l'ELS.

Tableau III.14 : Résumé les valeurs aux appuis à l'ELS.

Tableau III.15 : Résumé des efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III.16 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle.

Tableau III.17 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Tableau III.18 : Détermination du poids propre du la volée (1<sup>er</sup> type d'escalier d'étages courants).

Tableau III.19 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.20 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.21: Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.22 : Détermination du poids propre du la volée.

Tableau III.23 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.25: Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.26: Détermination du poids propre du paillasse.

Tableau III.27 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.29: Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.30 : Détermination du poids propre du paillasse.

Tableau III.31 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.32 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.33 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.34 : Détermination du poids propre du paillasse.

Tableau III.35 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.36 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.37 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III.38 : Détermination du poids propre du paillasse.

Tableau III.39 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.40: Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.41: Tableau récapitulatif des efforts.

## **Chapitre IV: Etude du contreventement**

Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux.

Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux.

Tableau IV.3 : rigidités des poteaux longitudinaux.

Tableau IV.4 : rigidité des poteaux transversaux.

Tableau IV.5 : rigidités des poutres longitudinales.

Tableau IV.6 : rigidités des poutres transversales.

Tableau IV.7 : rigidités des portiques dans le sens longitudinal.

Tableau IV.8 : rigidités des portiques dans le sens transversal.

Tableau IV.9 : calcul des rigidités des voiles longitudinaux.

Tableau IV.10 : calcul des rigidités des voiles transversaux.

Tableau IV.11 : les flèches dans les refends.

Tableau IV.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

Tableau IV.13 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).

Tableau IV.14 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

Tableau IV.15 : Les valeurs des inerties dans le sens transversal.

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

Tableau VI.1 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau VI.2 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poteaux.

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

Tableau VI.4: Valeurs de « $\lambda_g$ » et « $\rho_a$ » pour les différentes sections des poteaux.

Tableau VI.5: Sections minimales des armatures transversales.

Tableau VI.6: Les armatures transversales des poteaux.

Tableau VI.7 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.

Tableau VI.8 : vérification de non fragilité.

Tableau VI.9 : vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.10: Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Tableau VI.11 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Tableau VI.12: ferrailage des poutres principales.

Tableau VI.13: ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.14: ferrailage des fermes.

Tableau VI.15: Armatures transversale à l'ELU.

Tableau V.16: Vérification au cisaillement.

Tableau V.17: Influence de l'effort tranchant sur le béton.



Tableau VI.18: Moments à l'ELS.

Tableau VI.19: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Tableau VI.20 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres.

Tableau VI.21 : Ferrailage de voile VL1.

Tableau VI.22 : Ferrailage de voile VL2.

Tableau VI.24 : Ferrailage de voile VT1.

Tableau VI.25 : Ferrailage de voile VT2.

Tableau VI.26 : Ferrailage de voile VT3.

Tableau VI.27 : Ferrailage de voile VT4.

Tableau VI.28 : Ferrailage de voile VT5.

### **Chapitre VII: Etude du mur plaque**

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

Tableau VII.2: Vérification des contraintes a ELS.

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

Tableau VIII.1: Surface de la semelle filante sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VIII.2: Surface de la semelle filante sous voiles (sens transversal).

Tableau VIII.3 : Surface de la semelle filante sous poteaux.

Tableau VIII .4 : Les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Tableaux VIII.5 : Le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des appuis.

Tableaux VIII.6 : Le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des travées.

Tableaux VIII.7 : Vérification des contraintes aux appuis.

Tableaux VIII.8 : Vérification des contraintes en travées.

# Notations utilisées

- A:** Coefficient d'accélération de zone
- Aa:** Section d'armature en appui
- A<sub>1</sub>:** Section d'armature longitudinale
- A<sub>min</sub>:** Section d'armature minérale déterminée par le règlement
- A<sub>r</sub>:** Section d'armature répartition
- A<sub>ser</sub>:** Section d'armature d'état limite de service
- A<sub>t</sub>:** Section d'armature de travée ou transversale
- A<sub>u</sub>:** Section d'armature d'état limite ultime de résistance
- A<sub>x</sub>:** Section d'armature du sens x-x
- A<sub>y</sub>:** Section d'armature du sens y-y
- A':** Section d'armature comprimée
- A<sub>1</sub>:** Section d'armature la plus tendue ou la moins comprimée
- A<sub>2</sub>:** Section d'armature la moins tendue ou la plus comprimée
- Br:** Section réduite du béton
- C<sub>p</sub>:** Facteur de force horizontale
- C<sub>s</sub>:** Coefficient de sécurité
- Cr:** Charge de rupture
- Cr<sub>n</sub>:** Charge de rupture minimale nécessaire
- D:** Coefficient d'amplification dynamique
- E:** Module de déformation longitudinale
- E<sub>ij</sub>:** Module de déformation longitudinale instantanée
- E<sub>iv</sub>:** Module de déformation longitudinale différée
- G:** Action Permanente
- H:** Hauteur
- HA:** Armature à haute adhérence
- I:** Moment d'inertie
- I<sub>f</sub>:** Moment d'inertie fictif
- J:** Action permanente avant mise en place des cloisons

**L:** Longueur

**Le:** Longueur en élévation

**Ln:** Entre axe des nervures

**Lp:** Longueur en plan

**M:** Moment fléchissant

**Ma:** Moment fléchissant en appui

**Mc:** Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

**Md:** Moment fléchissant de la droite

**Me:** Masse du câble ; moment au centre de la section

**Mf:** Moment fléchissant total

**Mg :** Moment fléchissant sous charge permanent ; masse du treuil ; moment du au garde corps

**Mj :** Moment fléchissant sous charge permanent avant mise en place des cloisons

**M1 :** Masse linéaire

**M<sub>ser</sub> :** Moment fléchissant d'état limite de service

**Mt :** Moment fléchissant de travée

**M<sub>u</sub>:** Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

**Mw:** Moment fléchissant de gauche

**Mx:** Moment fléchissant du sens x-x

**My:** Moment fléchissant du sens y-y

**M<sub>0</sub>:** Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

**M<sub>1</sub>:** Moment par rapport aux amateurs tendus, coefficients de Pigeaud

**M<sub>2</sub>:** Coefficient de Pigeaud

**M<sub>22</sub> :** Moments suivant le sens 2-2

**M<sub>33</sub> :** Moment suivant le sens 3-3

**N :** Efforts normal

**Ne :** Efforts normal au centre de la section

**Npp :** Efforts normal dû au poids des poutres principales

**Nps :** Efforts normal dû au poids des poutres secondaires

**N<sub>ser</sub> :** Efforts normal d'état limite de service



**Nu** : Efforts normal d'état limite ultime de résistance

**P** : Poids propre ; périmètre

**Q** : Action variable quelconque ; facteur de qualité

**R** : Rayon ; coefficient de comportement de la structure

**S** : Surface

**T** : Effort tranchant

**T<sub>x</sub>** : Période fondamentale dans le sens x-x

**T<sub>y</sub>** : Période fondamentale dans le sens y-y

**U<sub>c</sub>** : Périmètre du contour

**V** : Action sismique ; effort horizontal

**V<sub>t</sub>** : Effort sismique à la base de la structure

**W** : Poids total de la structure

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément en considération.

**a** : Longueur ; distance ; dimension

**b** : Largeur

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

**c** : Enrobage

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité ; espacement

**e<sub>a</sub>** : Excentricité additionnelle

**f** : Flèche

**f<sub>c</sub>** : Contrainte caractéristique du béton à la compression

**f<sub>e</sub>** : Limite élastique d'acier

**f<sub>t</sub>** : Contrainte caractéristique du béton à la traction

**G** : Giron de la marche

**H** : Hauteur

**h<sub>c</sub>** : Hauteur du corps creux

**h<sub>d</sub>** : Hauteur de la dalle

**h<sub>e</sub>** : Hauteur libre

**h<sub>t</sub>** : Hauteur totale

**$h'$**  : Hauteur de la zone nodale

**$h_1$**  : Hauteur du poteau

**$i$**  : Rayon de giration

**$j$**  : Nombre des jours

**$l$**  : Longueur ; distance

**$l_f$**  : Longueur de flambement

**$l_x$**  : La petite dimension du panneau de la dalle

**$l_y$**  : La grande dimension du panneau de la dalle

**$l'$**  : Longueur de la zone nodale

**$l_0$**  : Longueur libre

**$q_b$**  : Charge linéaire induite par les marches

**$q_{eq}$**  : Charge linéaire équivalente

**$q_1$**  : Charge linéaire

**$q_{ser}$**  : Charge linéaire d'état limite de service

**$q_u$**  : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance

**$q_p$**  : Charge linéaire du palier

**$s$**  : Espacement

**$t$**  : Espacement ; période

**$x$**  : Abscisse

**$y$**  : Ordonnée

**$y_1$**  : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène

**$\alpha$**  : Angle, coefficient sans dimension

**$\gamma$**  : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moment

**$\beta$**  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

**$\varepsilon$**  : Coefficient de réponse

**$\eta$**  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

**$\theta$**  : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

**$\lambda$**  : Elancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

**$\mu$**  : Moment réduit

**$\nu$**  : Coefficient de poisson

**$\rho$**  : Rapport de deux dimensions

**$\sigma$**  : Contrainte de béton ou d'acier

**$\tau$**  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

**$\psi$**  : Coefficient de pondération

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique

**$\delta$**  : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

**$\Sigma$**  : Sommation

**$\phi$**  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

# INTRODUCTION

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Un bâtiment se conçoit d'abord, une bonne conception avec quelques analyses simples est souvent préférable, car les séismes entraînent des pertes en vie humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de productions. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions ; lors d'un tremblement de terre, du fait du déplacement du sol, les charges sismiques peuvent s'exercer sur les masses des constructions dans un sens vertical et surtout dans tous les sens horizontaux, ce qui crée des efforts spécifiques.

A ce sujet, il est essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages résistants aux séismes et là on parle de la nécessité du contreventement.

En effet, un bâtiment ne peut se justifier seulement par un calcul, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

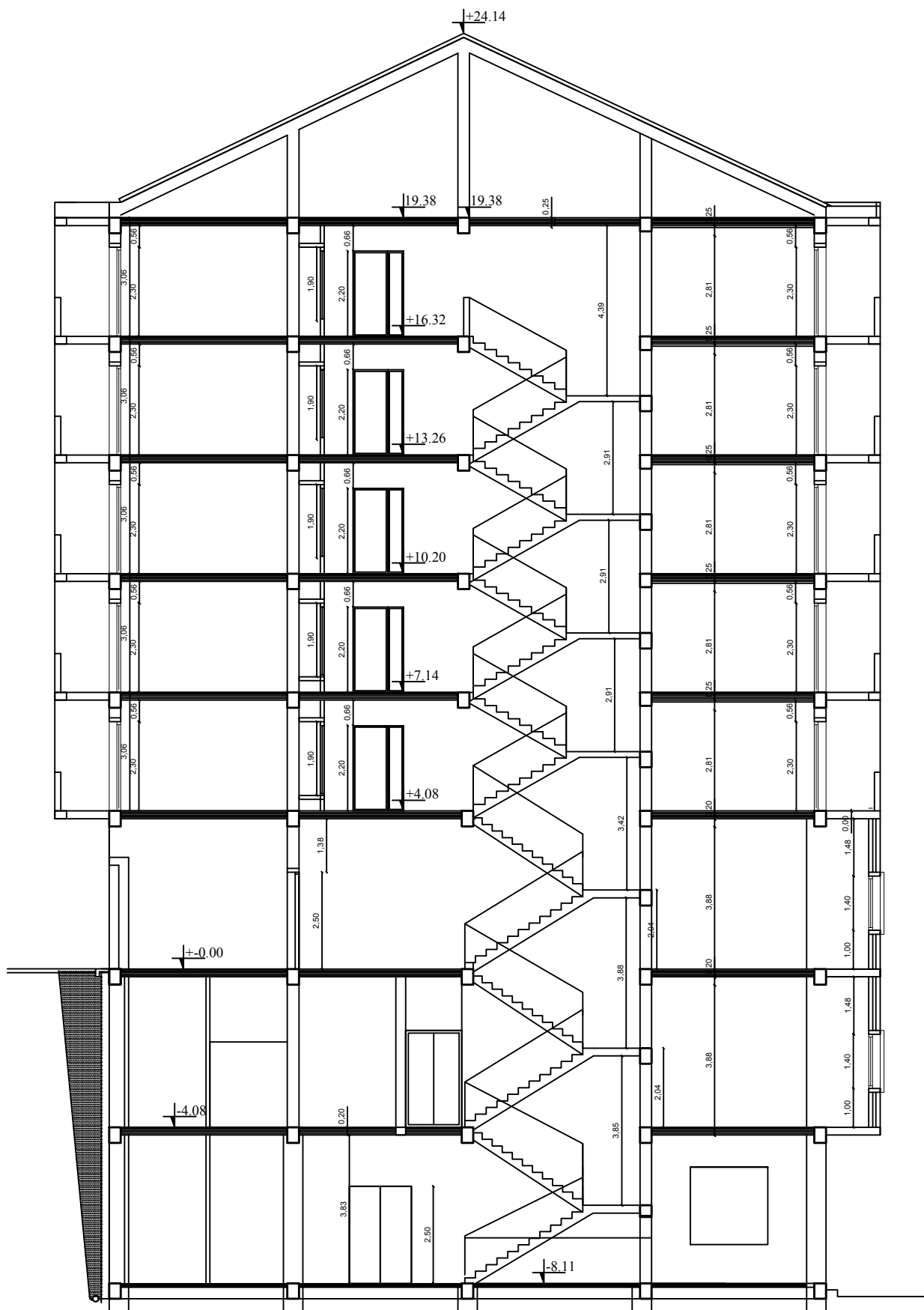
C'est dans cette perspective que s'insère notre travail de fin d'étude qui consiste à faire une étude d'un bâtiment qui comporte deux Entre sol, un rez-de-chaussée et cinq étages avec une charpente en béton armé dédiée à un usage d'habitation et commerciale. Un tel sujet nous donne l'occasion de peaufiner notre cursus d'étudiant à l'UMMTO dans notre spécialisation.

Dans le présent rapport nous avons abordé en premier lieu la présentation générale de notre projet, ces différents éléments ainsi que les caractéristiques géométriques et mécaniques, on passe ensuite au pré dimensionnement des éléments et leur calcul, ce calcul qui se base sur l'évaluation des effets sismiques par une étude de contreventement.

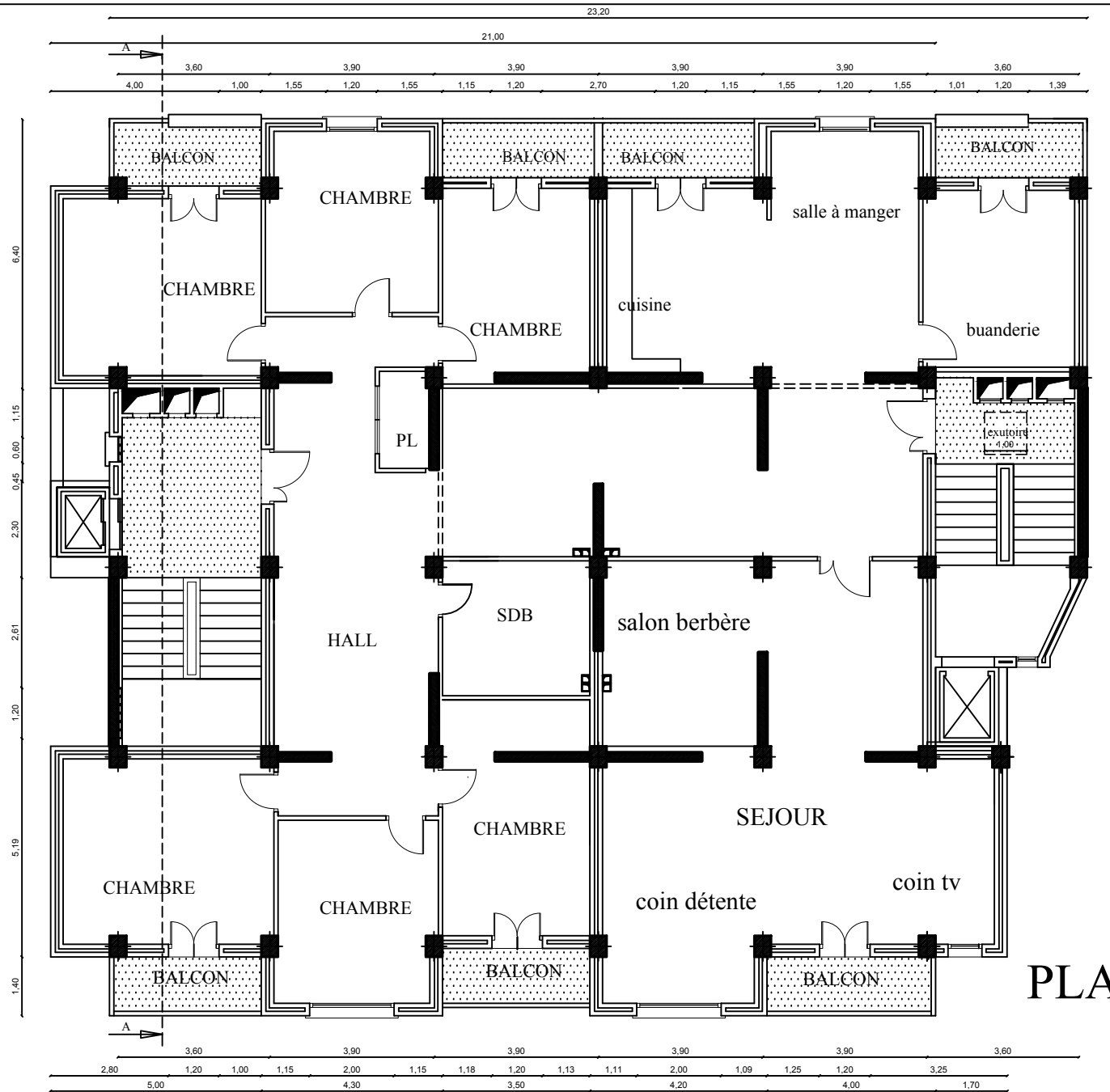
En outre, le rapport fait ressortir une analyse modale spectrale que l'on a menée sous le logiciel de calcul par éléments finis ETABS en vue de déterminer les effets maximaux de séisme sur la structure.

Nous présentons finalement les résultats des calculs dont on a été amené précédemment et le dimensionnement des éléments structuraux et les différents plans d'exécutions.

Les plans d'architectures

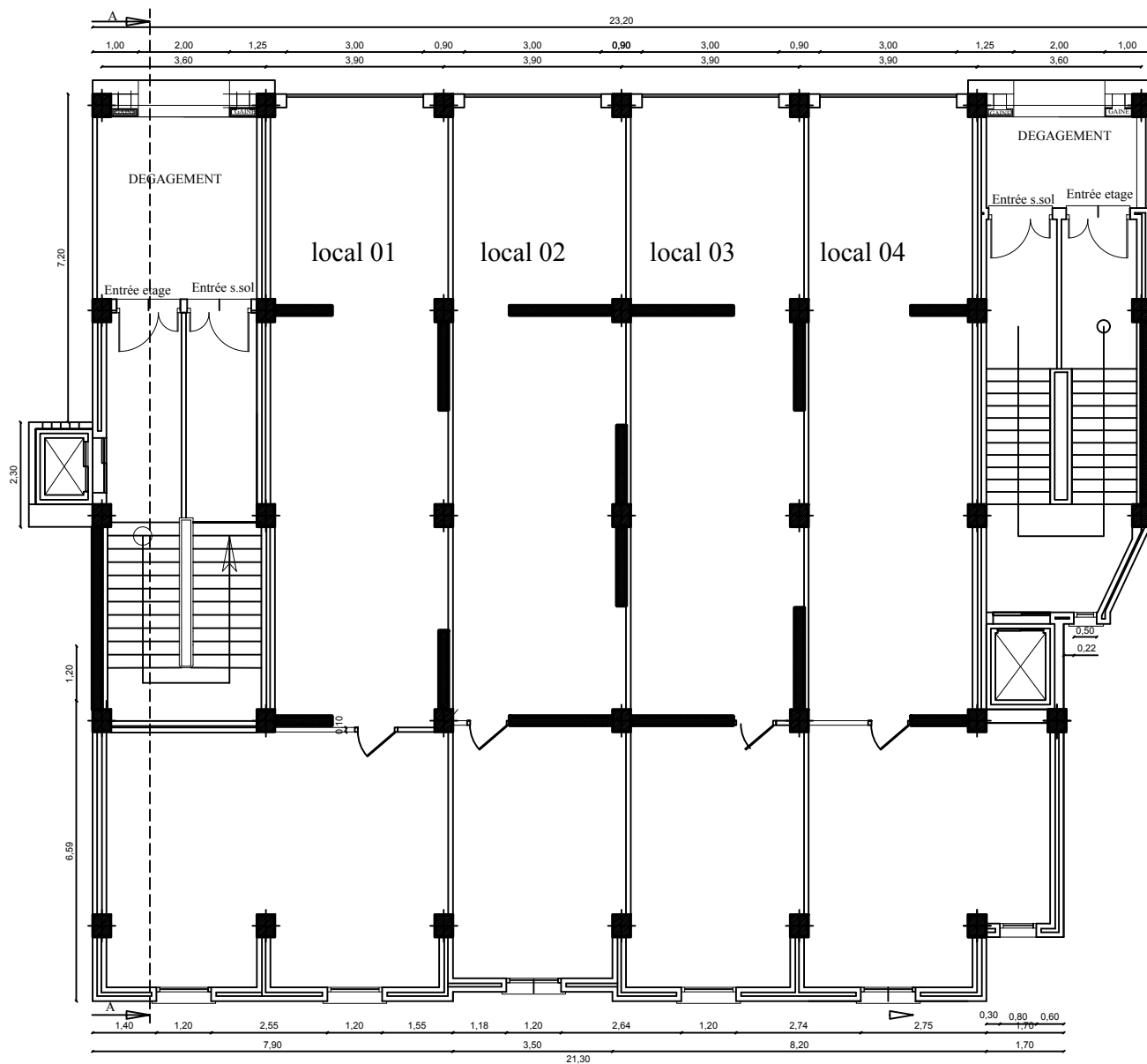


COUPE A-A

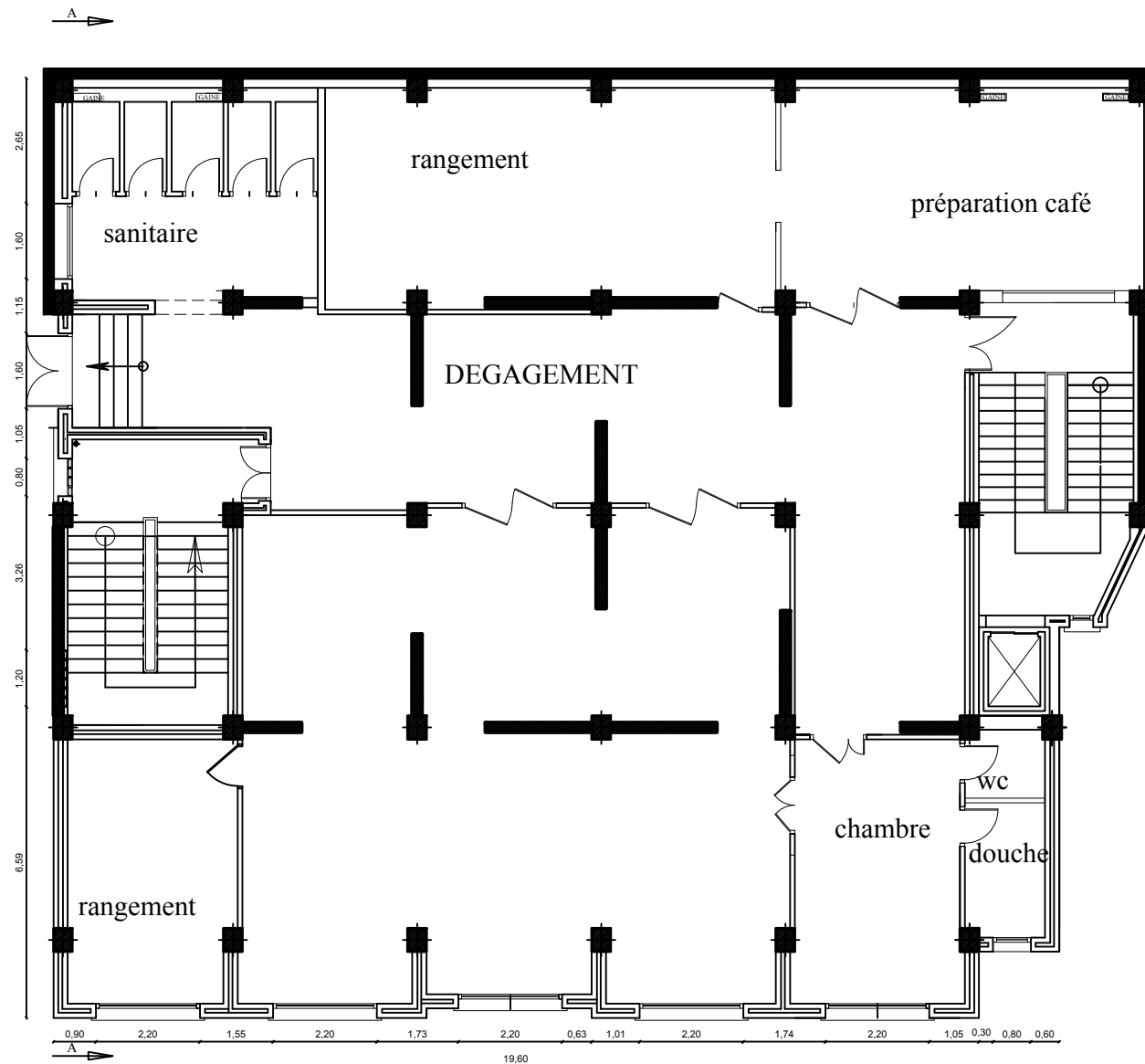


PLAN D 'ETAGE 05

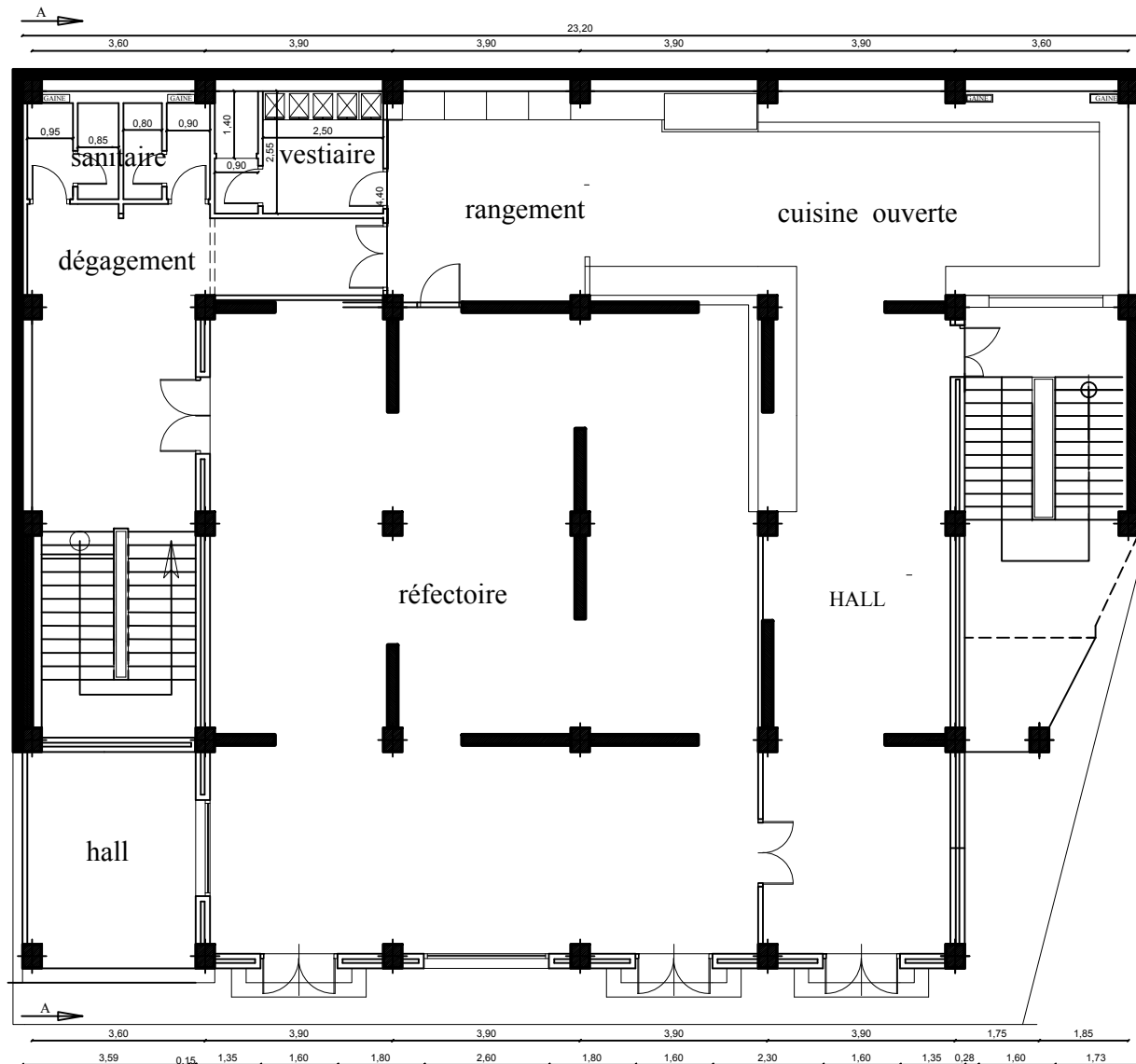




PLAN DU RDC

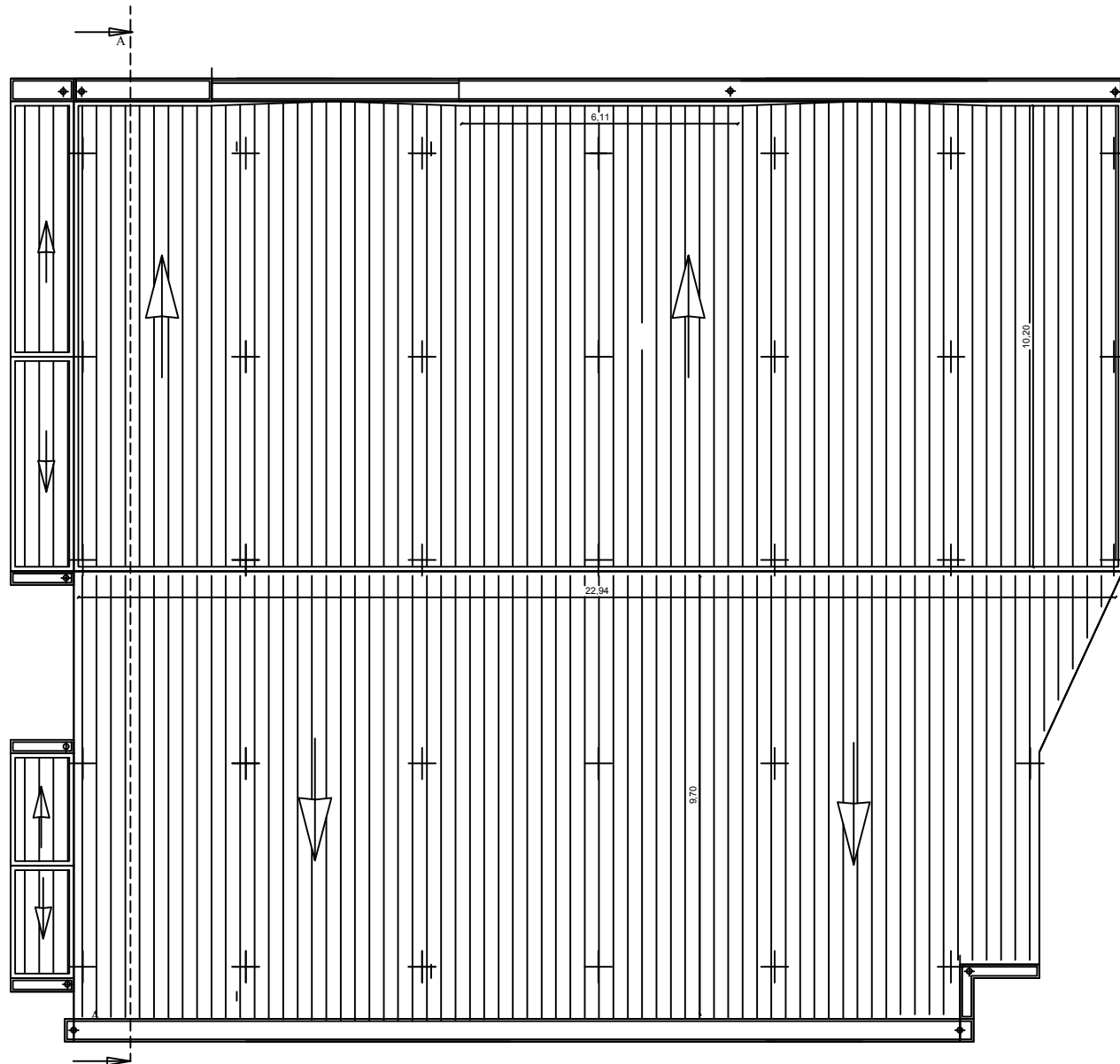


PLAN DU 1EME ENTRE SOL

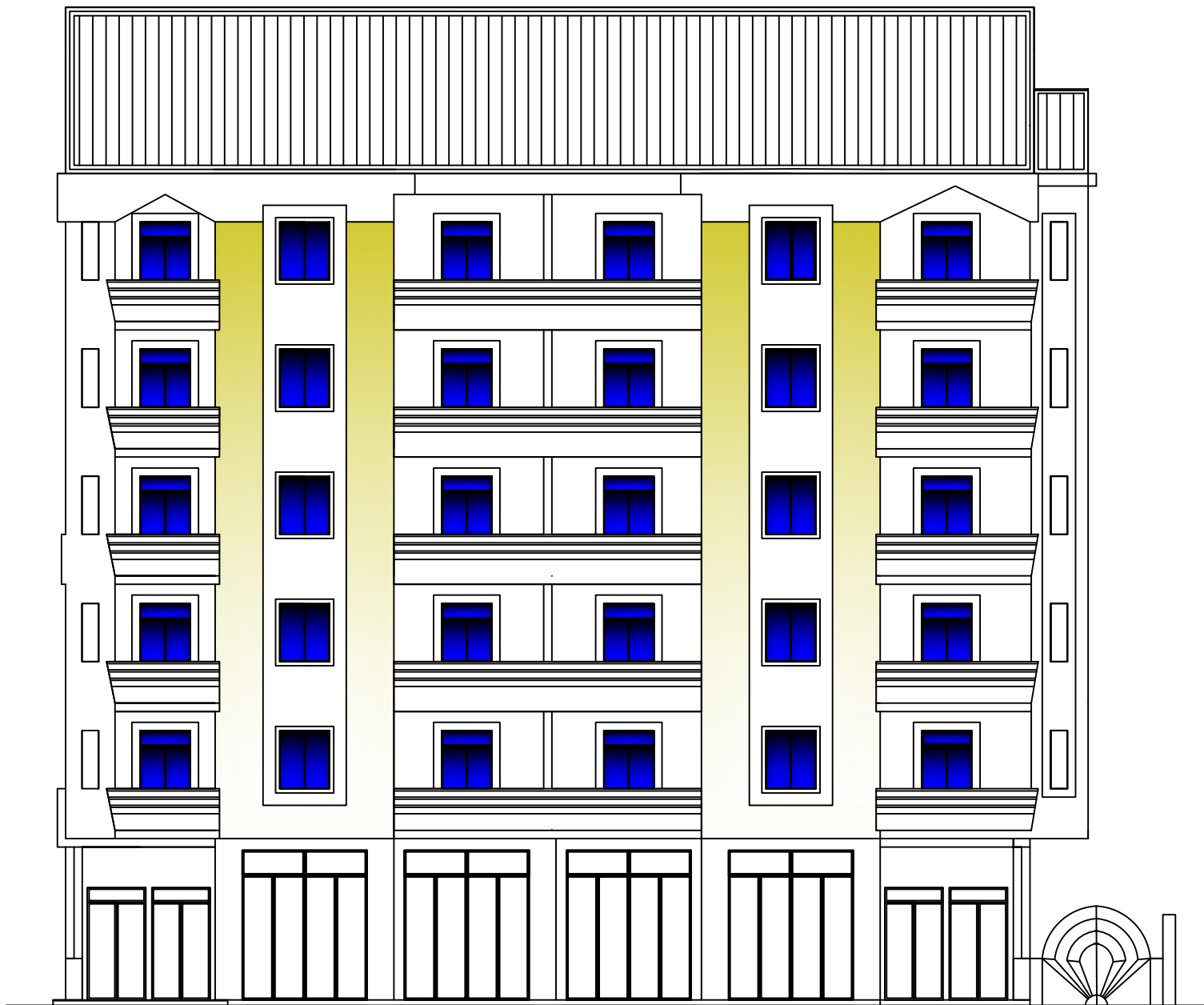


0.14  
PLAN DU 2EME ENTRE SOL





PLAN DE TOITURE



FACADE PRINCIPALE

# CHAPITRE I :

## Présentation de l'ouvrage



## Introduction :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (2 Entre sols+R+5+Charpente en béton armé), cette structure est destinée à usage mixte habitation et commerciale, constitué de portiques et de voiles. Ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage et ses éléments constitutifs avec leurs différentes caractéristiques.

### 1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, sera implanté à la commune MAATKA, la wilaya de TIZI OUZOU, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**), dans le groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

La contrainte admissible de sol est donnée par le rapport du sol:  $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ , le site est considéré comme ferme : catégorie S2.

L'ouvrage à étudier comporte :

- 02 Entre sols à usage commerciale.
- 01 Rez-de-chaussée à usage commerciale.
- 05 Etages courants à usage d'habitation.
- 02 Cages d'escaliers.
- 02 Cages d'ascenseurs.
- Charpente en béton armé.

### 2. Caractéristiques géométriques de bâtiment :

Notre bâtiment a pour dimensions :

#### a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans charpente) :..... $H_t=27,49\text{m}$ .
- Hauteur d'étage courant:.....  $H_e= 3,06\text{m}$ .
- Hauteur de rez-de-chaussée :..... $H_{rdc} = 4,08\text{m}$ .
- Hauteur du 1<sup>er</sup> sous-sol :..... $H_{1E-s} = 4,08\text{m}$ .
- Hauteur du 2<sup>eme</sup> sous-sol :..... $H_{2E-s} = 4,03\text{m}$ .
- Hauteur de charpente :..... $H_{chrp}=4,76\text{m}$ .

#### b) Dimensions en plan :

- Longueur totale :..... $L=23,20\text{m}$  (sens longitudinal).
- Largeur totale :..... $l=18,48\text{m}$  (sens transversale).

### 3. Réglementation :

Afin d'assurer la stabilité de notre ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements suivants :

- Règlement parasismique algérien « RPA 99/version 2003 ».

- Règlement de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé «B.A.E.L 91/modifié 99 ».
- Document technique réglementaire « D.T.R.B.C.22 » charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 ».

#### 4. Les éléments de l'ouvrage :

##### 4.1. La superstructure

Notre superstructure est constituée de ces éléments :

###### ➤ L'ossature :

L'ossature en béton armé est constituée de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Des voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

###### ➤ Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale (élément porteur) séparent deux niveaux d'une construction et supportent les revêtements et les surcharges, on distingue deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Planchers en Dalle pleine** : Ce sont des dalles coulées sur place en béton armé directement sur les poteaux.

Dans notre projet les planchers à corps creux sont prévus pour tous les étages, et les planchers à dalle pleine sont prévus dans les balcons, paliers de repos des escaliers et les planchers porteurs de l'appareil de levage ascenseur.

###### ➤ Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

###### ➤ Les escaliers :

Sont des éléments qui permet de passer d'un niveau à l'autre, nous avons un seul type d'escalier:

- Escalier droit constitué d'un palier de repos et d'une paillasse, réalisé en béton armé il est composé de deux volées.

###### ➤ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment sera muni de deux cages d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.

➤ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur et cela pour assurer l'isolation phonique et thermique.
- **les murs intérieurs :** Murs des séparations réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

➤ **Les revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- ✓ Carrelages pour les planchers et les escaliers ;
- ✓ Céramiques pour les cuisines et les salles d'eaux ;
- ✓ Enduits plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade extérieurs.

➤ **La toiture :**

La toiture de notre bâtiment est une charpente en béton armé.

➤ **L'acrotère :**

Le panneau de la cage d'ascenseur sera entouré d'un acrotère de 0.60 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.

➤ **Mur plaque :**

Les murs de soutènement qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, le cas des murs en béton armé en « T renversé ». Ils sont employés pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

#### **4.2. L'infrastructure**

Notre infrastructure est composée essentiellement :

➤ **Les fondations :**

Les fondations d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui reposent sur le sol et qui reprennent la combinaison des charges et surcharges amenées par la superstructure puis transmettre ces sollicitations au sol de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

#### **5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

##### **5.1 Le béton**

Le béton est un matériau de construction formé par l'association de gravillons, de sable, de ciment, d'eau de gâchage et d'autres ajouts (les adjuvants). Après durcissement, le béton se présente sous la forme d'un élément de construction monolithique très résistant.

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel composé de classe 325 « CEMII/A.LL32.5 », à l'exception de béton de propreté qui est dosé à 150 kg/ m<sup>3</sup>.

➤ **Résistance caractéristique à la compression (Art A-2.11 BAEL 91):**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes (16cm x32cm). Le béton est défini 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 dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Résistance caractéristique à la traction (Art A-2.12 BAEL 91) :**

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

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

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

➤ **Etats limites à la compression :**

**A. Les états limites:**

Un état limite dans le domaine de construction est celui qui satisfait strictement aux conditions requise sous l'effet des actions (forces), appliquées à la structure, qui produisent des sollicitations s'exerçant sur la construction ou sur l'un de ces éléments (poteaux, poutres....).

On distingue deux catégories d'états limites :

**A.1. Etats limites ultime (ELU) :**

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique ;
- de la résistance de l'un des matériaux ;
- ou de la stabilité de forme.

Ils sont basés sur l'atteinte maximale de la capacité portante de l'ouvrage sans risque de rupture par écrasement, renversement, déformation excessive.

➤ **Contrainte limite de compression :**

-la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99/A.4.3,41)}$$

$f_{bu}$  : La contrainte limite ultime à la compression du béton exprimé en [MPa]

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$  Si la situation est accidentelle ;

$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow$  Si la situation est courante.

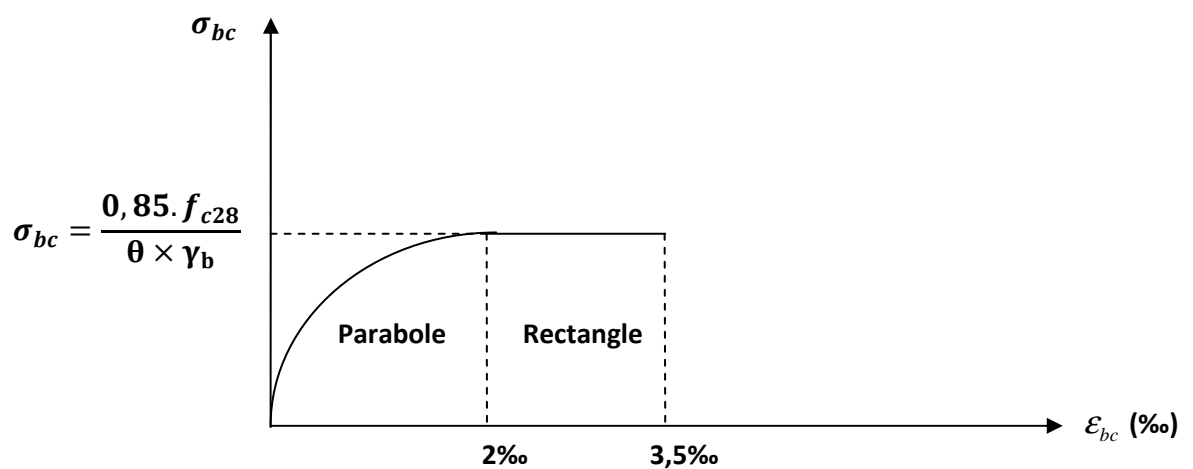
$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1 \Rightarrow$  lorsque  $T > 24$  heures ;

$\theta = 0,9 \Rightarrow$  lorsque  $1 < T < 24$  heures ;

$\theta = 0.85 \Rightarrow$  lorsque  $T < 1$  heure.

➤ **Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU :**



**Figure I.1:** Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

➤ **Interprétation de diagramme :**

Le diagramme est composé :

D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2‰

D'une partie rectangulaire où  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

Pour :  $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ , on applique la loi de Hooke.

**A.2. Etats limites de service (ELS) :**

Ils sont relatifs aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter :

- la contrainte de compression de béton
- la formation de fissures préjudiciables et les risques de corrosion des armatures ;
- les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers par limitation des flèches

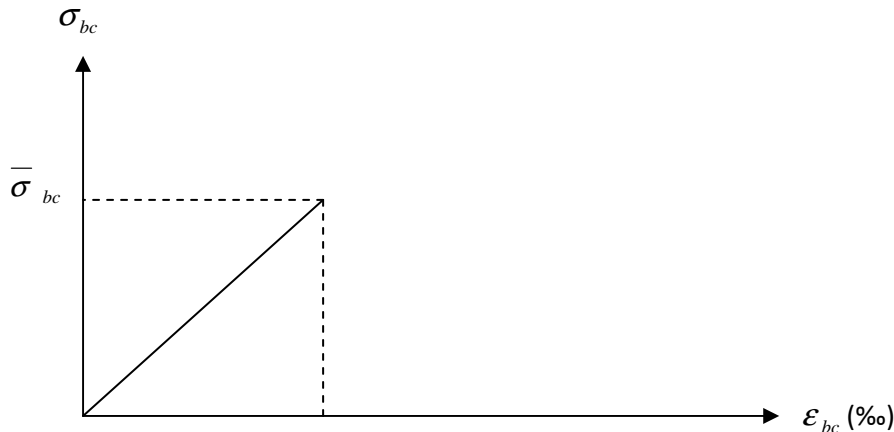
➤ **Contrainte limite de service à la compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

➤ **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS :**



**Figure I.2.** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

**B. Contrainte limite ultime de cisaillement :**

Donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/art A.5.1,2.1})$$

Selon l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le type de Fissuration comme suit :

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b .5) \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\Rightarrow \tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b .4) \text{ MPa}$

**C. Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de « module de Young ou module de déformation longitudinale est l'un des caractéristiques principales des matériaux de structure fonctionnant dans le domaine élastique. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale instantané:** (Art A.2.1 .21 BAEL 91)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24heurs, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}.$$

➤ **Module de déformation différée :** (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifié 99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet du fluage et le retrait du béton ; Ce module permet de calculer la déformation finale du béton.

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

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

➤ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « **G** » caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ [MPa]}$$

Avec :

**E** : Module de Young.

**ν** : Coefficient de poisson  $\nu = (\Delta_d/d) / (\Delta_l/l)$ .

**Δ<sub>d</sub> / d** : Déformation relative transversale.

**Δ<sub>l</sub> / l** : déformation relative longitudinale.

**D. Coefficient de poisson (BAEL91 modifié 99/Art A-2.1.3)**

Il est défini par le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = (\Delta_d / d) / (\Delta_l / l) \Rightarrow \text{Il est pris égale à :}$$

- $\nu = 0$  à l'ELU  $\Rightarrow$  pour le calcul des sollicitations(ELU).
- $\nu = 0,2$  à l'ELS  $\Rightarrow$  pour le calcul des déformations(ELS).

**5.2 Les aciers :**

Les aciers sont présentés dans tous les éléments porteurs en béton armé. Il s'agit des semelles, des poteaux, des poutres, des dalles et des planchers, etc... car ce dernier présente des très bonne caractéristiques de résistance à la traction et à la compression, d'adhérence et d'élasticité .Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Le tableau suivant nous donne les types d'aciers utilisé dans le présent projet :

**1. Caractéristiques des aciers utilisés :**

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

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ
Acier en barres	Haut adhérence (HA) FeE400	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé(TS) TL520 (Φ≤6mm)	520	1,3	1

**2. Le module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier noté « **E<sub>s</sub>** » a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, art A.2.2, 1})$$

**3. Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de Poisson « **ν** » pour les aciers est pris égal à : **ν=0,3**.



#### 4. Contrainte limite de l'acier :

##### ➤ A l'état limite ultime ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par:

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.4.3.2 BAEL91 modifié 99})$$

**Avec :**  $f_e$ : limite d'élasticité

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$  Situation durable.

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

**Tableau I.2 :** Limites d'élasticité des aciers utilisées

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e=400\text{MPa}$	$\sigma_{st}=348\text{ MPa}$	$\sigma_{st}=400\text{MPa}$
$f_e=520\text{MPa}$	$\sigma_{st}=452\text{ MPa}$	$\sigma_{st}=520\text{MPa}$

##### ➤ A l'état limite de service ELS

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL on distingue trois cas de fissurations:

- **Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91 modifié 99/A.4.5.32)**

La fissuration non ou peu préjudiciable pour les ouvrages de forme simple, en milieu peu agressif, dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91 modifié 99/A.4.5.33)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, la contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée, donnée ci-dessous :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ MPa}$$

Selon nos calculs on obtient  $\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  pour les HA.

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 modifié 99/Art A.4.5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu fortement agressif ou bien doivent assurer une étanchéité, la contrainte de traction des armatures est limitée à

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ MPa}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;

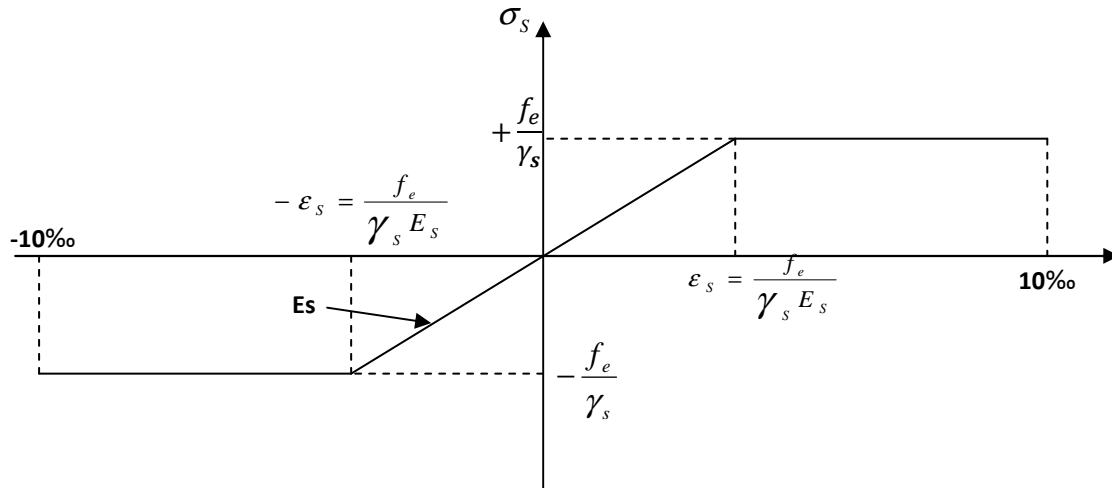
$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta = 1$  .....pour les rends lisse

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

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

➤ **Diagramme de contrainte -déformation de l'acier.**



**Figure I.3:** Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

**5. Protection des armatures : :( BAEL91 modifié 99/Art A.7.2.4)**

D'après cet article, pour avoir un bétonnage correcte à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers, il faut veiller à ce que l'enrobage «C» des armatures soit :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$ : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**Conclusion**

A la fin de ce chapitre, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction.

# CHAPITRE II :

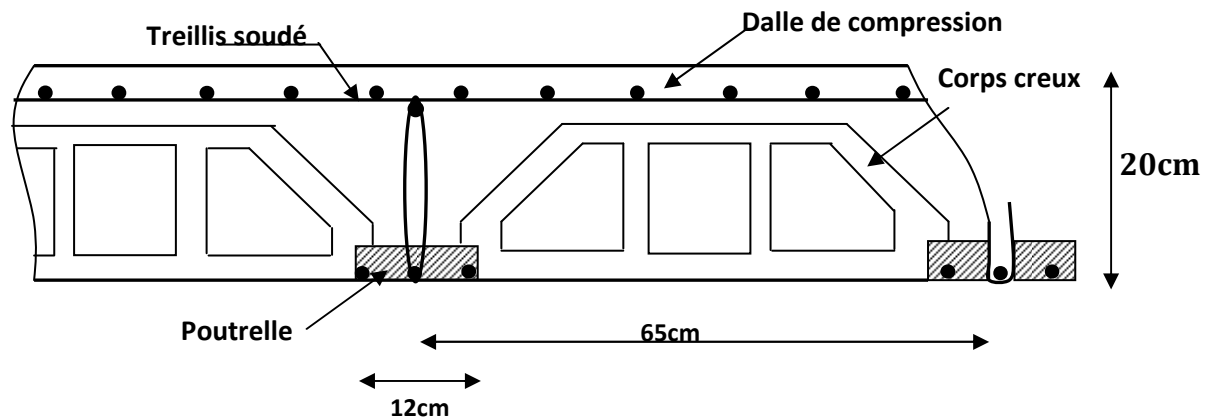
## Pré dimensionnement des éléments

**Introduction:**

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitation aux quelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

**1. Pré-dimensionnement des éléments.****1.1. Les planchers :****A- Plancher en corps creux :**

Ils sont composés de corps creux (hourdis) reposant sur des poutrelles préfabriquées disposée suivant la petite portée, treillis soudé et dalles de compression.



**Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux**

L'épaisseur

ivante :

$$h_t \geq L_{max}/22,5 \quad (\text{BAEL91modifie 99/ B.6.8 ,424})$$

**Avec :**

$h_t$  : Epaisseur du plancher.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Sachant que le RPA préconise de prendre des poteaux de dimensions  $\geq 25\text{cm}$  pour la zone IIa.

Dans notre cas :  $L_{max} = 390 - 25 = 365 \longrightarrow L_{max} = 365\text{cm}$

$$h_t \geq 365/22,5 = 16,22\text{cm}$$

On optera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur composé de :

**16 cm** : la hauteur de corps creux

**4 cm** : la hauteur de la dalle de compression

**Remarque** : cette hauteur sera valable pour tous les planchers.

### **B) Planchers dalle pleine**

Les dalles pleines sont des plaques horizontales porteuses en béton armé, qui reposent sur des appuis constitués par des poutres ou des murs, leur épaisseur est de 8 à 20 cm (faible par rapport aux autres dimensions), déterminés selon leurs portés ainsi que des conditions d'utilisations. Dans notre cas la dalle pleine concerne les salles machines ainsi que les balcons.

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions suivantes:

#### **a. Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

Panneau de dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :  $L/50 < e < L/40$

$L$  : portée libre ;  $e$  : épaisseur de la dalle.

$$L = 140\text{cm} \rightarrow 2,8 < e < 3,5$$

#### **b. Condition de résistance au feu :**

L'épaisseur de la dalle résulte des conditions de sécurité en matière d'incendie

- $e \geq 7$  [cm] Pour 1 heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11$  [cm] Pour 2 heures de coupe-feu;
- $e \geq 17$  [cm] Pour 4 heures de coup de feu.

On opte pour un plancher qui devrait résister à deux heures d'exposition au feu

Donc :  $e=11\text{cm}$

#### **c. Condition d'isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$\begin{aligned} L &= 13,3 \log (10M) & \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L &= 15 \log (M) + 9 & \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :  $h_0 = M/\rho$  Avec  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

$$h_0 = 350/2500 = 14 \text{ cm}, \text{ prenons } h_0 = 15 \text{ cm}$$

On a :  $e = \max (11, 14, 15) \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm}$

On opte pour  $e=15 \text{ cm}$  pour la dalle pleine des balcons et la dalle salle machine et  $e=20 \text{ cm}$  pour les planchers dalle pleine.

### 1.2. Les poutres :

Une poutre est un élément de construction ; généralement horizontal en béton armé; appuyé à ses extrémités sur un mur ou un poteau, a pour rôle de supporter les charges verticales des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voile).

On distingue:

- Les poutres principales
- Les poutres secondaires
- Les poutres palières
- Les poutres de chainages

-D'après (**Art A.4.14 BAEL 91**~~modifier~~**99**), les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

**h**: La hauteur de la poutre ;

**b**: Largeur de la poutre ;

**L**: portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

-Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le **RPA 99 VS 2003(RPA99. Art 7.5.1)** en zone IIa :

✓  $b \geq 20cm$

✓  $h \geq 30cm$  Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4,0$

✓  $b_{max} \leq 1,5h + b1$

#### a) Les poutres principales (PP) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis. La hauteur et la largeur de la poutre principale est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$L_{max}$  : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ( $L_{max}=450$  cm)

$L_{max} = 450 - 25 = 425cm$  (**25** c'est La valeur min des poteaux donnée par RPA en zone IIa)

$$28,33 \leq h \leq 42,5 \Rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

#### b) poutres secondaires (PS) :

Elles sont déposées parallèles aux poutrelles, elles servent de chainage entre les différents éléments de la structure.

La hauteur et largeur de la poutre secondaire est donnée par :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{Avec} \quad L_{max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

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

$$24,33 \leq h \leq 36,5 \Rightarrow \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

**c) Poutres palières(PPal) :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{Avec} \quad L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

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

$$22,33 \leq h \leq 33,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons } h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{Nous prendrons } b = 25 \text{ cm}$$

**c) Les poutres de chinages (PCh) :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{Avec} \quad L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

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

$$24,33 \leq h \leq 36,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons } h = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons } b = 25 \text{ cm}$$

**d) Les fermes de la toiture :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{avec} \quad L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

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

$$28,33 \leq h \leq 42,5 \Rightarrow \text{Nous pondrons } h = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons } b = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification aux exigences du RPA99/version 2003**

**Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003).**

Conditions	Poutres principales PP	Poutres secondaires PS	Poutres palière PPal	Poutres de chainages PC	vérifications
<b>h≥30cm</b>	35	35	30	35	vérifier
<b>b≥20cm</b>	25	25	25	25	vérifier

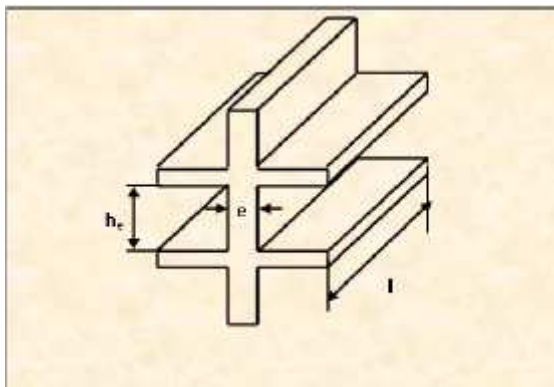


$h/b \leq 4$	$1,4 < 4$	$1,4 < 4$	$1,5 < 4$	$1,4 < 4$	vérifier
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	$25 < 77,5$	$25 < 77,5$	$25 < 70$	$25 < 77,5$	vérifier

### 1.3. Les voiles:

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

Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'**Article 7.7.1 du RPA99 version 2003**



D'après le RPA on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4e$ , contrairement aux éléments linéaires.

Avec :  $L$  : longueur min du voile

$e$  : l'épaisseur du voile.

**Figure II .2** coupe d'un voile en élévation

De plus, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  d'une valeur minimale de 15 cm exigée par le RPA, et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Fig. II .3** coupe d'un voile linéaire

Pour notre structure nous avons des voiles linéaires, leurs épaisseurs seront comme suit:  $e \geq h_e/20$ .

- Au niveau du 2<sup>em</sup> Entre sol :

Soit  $h$  la hauteur du l'entre sol tel que :  $h = 4.03m$

$h_e = h - e_{dalle}$  Avec  $e_{dalle}$ : épaisseur de la dalle = 20cm

$$h_e = 403 - 20 = 383 \text{ cm}$$

$$e \geq 383/20 = 19.15 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\text{et } L \geq 4e = 80 \text{ cm.}$$

**- 1<sup>er</sup> Entre sol et rez-de-chaussée :**

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

$$e \geq 388 / 20 = 19,4 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée} \quad \text{et} \quad L \geq 4 e = 80 \text{ cm}.$$

**-Etages courant :**

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

$$e \geq 286 / 20 = 14,3 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée} \quad \text{et} \quad L \geq 4 e = 80 \text{ cm}.$$

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  et d'une longueur  $L = 80 \text{ cm}$  pour les voiles du 2<sup>ème</sup> Entre- sol jusqu'au dernier étage.

**1.4 Les poteaux :**

C'est des éléments porteurs ponctuel assurent la reprise des charges et surcharges vertical issue des différents niveaux, et lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou portique à reprendre les actions horizontales dues au vent et surtout aux séismes.

Le pré dimensionnement de ces derniers se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du **l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003** ; qui sont les suivantes pour les **poteaux rectangulaires de zone II** :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence), la section des poteaux est en fonction de la combinaison des charges et des surcharges à l'ELS exprimée par la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

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

**Ns**: l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91** ;

**G** : charges permanentes ;

**Q** : surcharges d'exploitations ;

**S** : section de poteau.

**2. Détermination des charges et surcharges :****2.1. Charges permanentes « G »:**

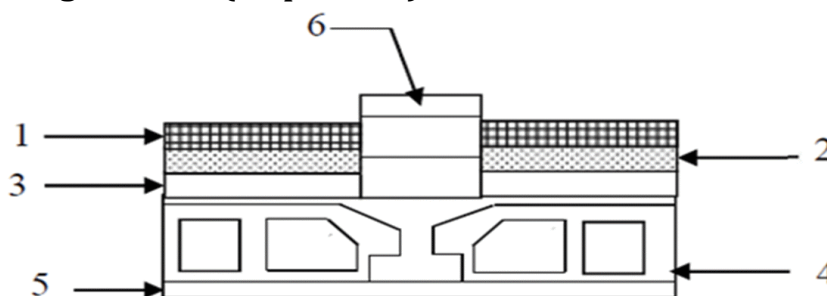
▪ **Toiture :**

**Tableau II.2 :** Les charges permanentes de la toiture.

Eléments	G(KN/m <sup>2</sup> )
Couverture en tuile mécanique	0,45
Chevrons et pannes et fixation	0,10
Isolation thermique en liège	0,16
Enduit en plâtre	0,2
	<b>G<sub>T</sub>=1,81KN/m<sup>2</sup></b>

▪ **Les planchers :**

a) **Plancher étage courant (corps creux) :**



**Fig. II.4:** coupe de planchers étage courant

**Tableau II.3 :** Les charges permanentes de plancher d'étage courant

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e(m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Couche de sable	19	0,02	0,38
04	Dalle de compression+ corps creux	/	(16+4)=0,20	2,85
05	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
06	Maçonnerie en brique creuse (y compris enduit en plâtre)	9+10	0,10+0,04	0,90+0,40=1,30
				<b>G<sub>T</sub>=5,53KN/m<sup>2</sup></b>

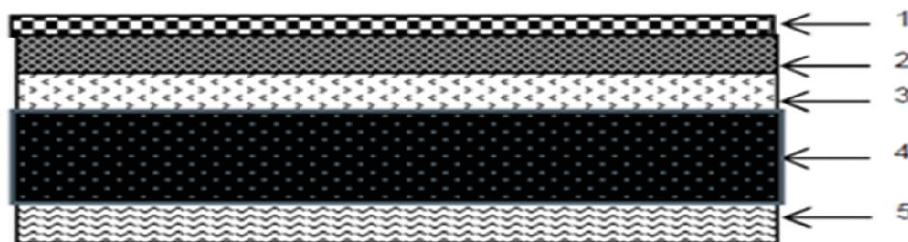
b) Planchers dalle pleine :

Fig. II.5 : Coupe de planchers dalle pleine

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur $e(\text{m})$	Charge $(\text{KN/m}^2)$
01	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
02	Mortier de pose	20	0,02	0,40
03	Couche de sable	19	0,02	0,38
04	Dalle en béton armé	25	0,20	5
05	Enduit ciment	20	0,02	0,40
	Mur intérieur	/	/	1,3
				$G_T = 7,88 \text{KN/m}^2$

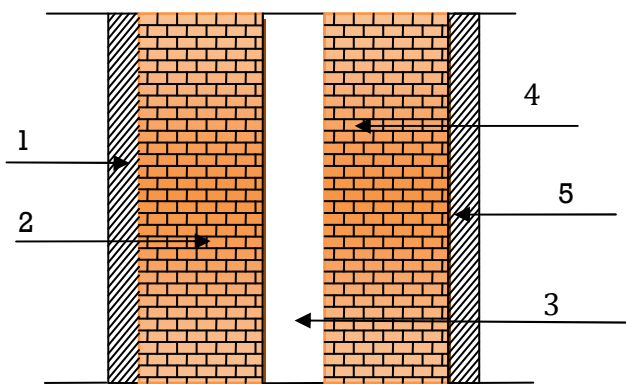
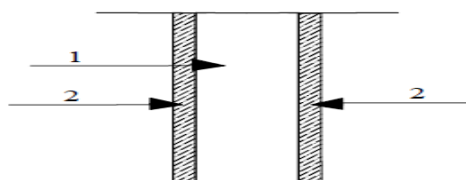
▪ Maçonneriea) Mur extérieure

Figure II.6 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.5 : Charges revenant aux murs extérieur

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (m)	Charge $(\text{KN/m}^2)$
01	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
02	Cloison en brique creuses (8trous)	9	0,10	0,90
03	Lame d'air	/	0,05	/

<b>04</b>	Cloison en brique creuses (8trous)	9	0,10	0,9
<b>05</b>	Enduit de plâtre sur la face intérieur	10	0,02	0,20
		<b><math>G_T=2,36\text{KN/m}^2</math></b>		

b) Murs intérieur**Figure II.7 :** Coupe verticale d'un mur intérieur**Tableau II.6 :** Charges revenant aux murs intérieur

N°	Elément	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
<b>01</b>	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
<b>02</b>	Brique creuse	9	0,10	0,90
<b>03</b>	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
		<b><math>G_T=1.30\text{KN/m}^2</math></b>		

▪ **Balcons (en dalle pleine) :****Tableau II.7 :** Valeur de la charge permanente de la dalle pleine des balcons.

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur $e(\text{m})$	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
<b>01</b>	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
<b>02</b>	Mortier de pose	20	0,02	0,40
<b>03</b>	Couche de sable	19	0,02	0,38
<b>04</b>	Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
<b>05</b>	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
		<b><math>G_T=5,29\text{KN/m}^2</math></b>		

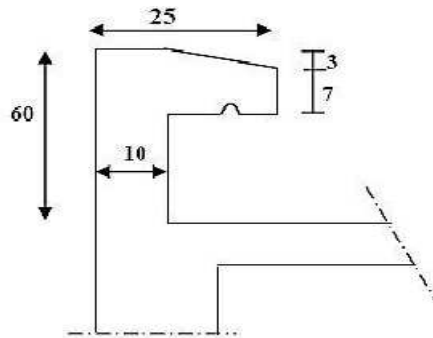
▪ **Acrotère :**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suite :

Poids propre:  $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = (0,03 \times 0,15)/2 + (0,07 \times 0,15) + (0,1 \times 0,6) = 0,07275 \longrightarrow S = 0,07275 m^2$$

$$\text{D'où } G = 25 \times 0,07275 \times 1ml \longrightarrow G = 1,818 KN/ml$$



**Fig II.8 : coupe transversale de l'acrotère**

## 2.2 Surcharges d'exploitation « Q »

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

Eléments	Surcharge « Q » [KN/m²]
Toiture	1,00
Acrotère	1,00
Planchers étage courant à usage habitation	1,5
RDC à usage commercial	5
Entre-sol à usage commercial	5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

### 2.a. Les surcharges d'exploitation : $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$

$$\text{Toiture : } Q = 1,00 \times 15,512 = 15,512 KN$$

$$\text{Plancher étages courants : } Q = 1,5 \times 15,512 = 23,268 KN$$

$$\text{Plancher RDC (commercial) : } Q = 5 \times 15,512 = 77,56 KN$$

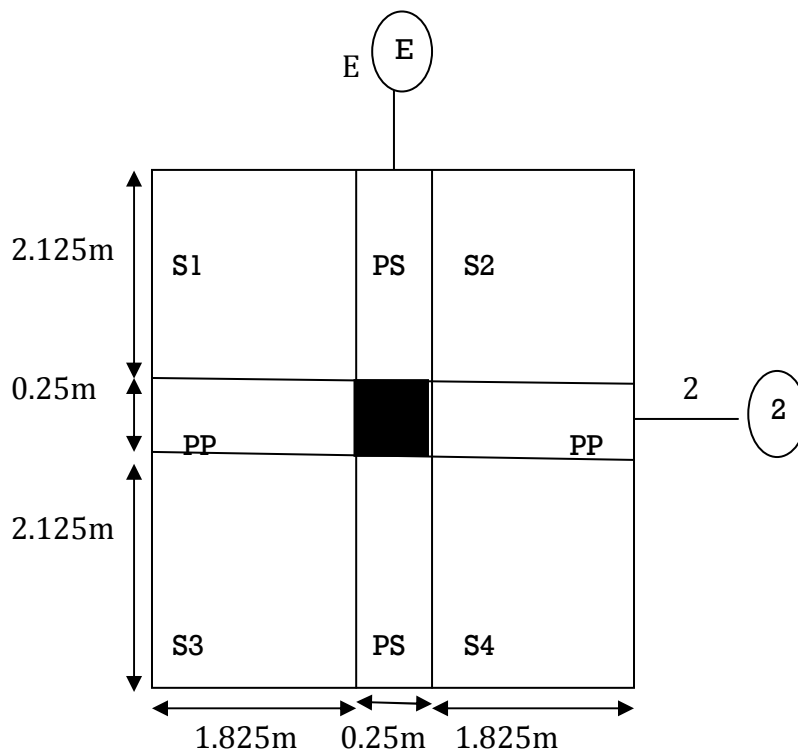
Plancher entre sol (service) :  $Q = 5 \times 15,512 = 77,56KN$

### 2.b. Descente de charge :

La descente des charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

En premier temps pour nos calculs on considère la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99VERSION 2003/Art7.4.1) dans la zone (IIa) qui est de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ .

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous



**Figure II.9:** Surface d'influence du poteau le plus sollicité

#### ➤ Surface d'influence :

L'aire des planchers revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 3,878 + 3,878 + 3,878 + 3,878 = 15,512m^2 \Rightarrow S_T = 15,512 m^2$$

### 2.c . Poids propre des éléments :

➤ Poids de toiture :  $P_{\text{toiture}} = G_{\text{toiture}} \times S$   
 $1,81 \times 15,512 = 28,076 \rightarrow P_{\text{toiture}} = 28,076KN$

➤ Poids des planchers :  $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$   
 -Plancher étage courant, RDC et les 2 Entre sol:  
 $P = 5,53 \times 15,512 = 85,781 \rightarrow P = 85,781KN$

- Poids des poutres :  $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$   
 Avec  **$\rho$** : le poids volumique du béton égale 25KN/m<sup>3</sup>  
**L** : longueur de la poutre

**-Poutre principales (25x35)**

$$P_{PP} = (0,25 \times 0,35 \times 25) \times 4,25 = 9,296 \text{ KN}$$

**-Les poutres secondaires (25x35)**

$$P_{PS} = (0,25 \times 0,35 \times 25) \times 3,65 = 7,984 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre est  $P_{\text{Ptot}} = 17,28 \text{ KN}$

- Poids des poteaux :  $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$   
 Avec : **S** : sections des poteaux en zone **II<sub>a</sub> ≥ 25cm (RPA99/verssion2003)**  
 **$\rho$** : poids volumique du béton égale 25KN/m<sup>3</sup>  
 **$h_e$** : hauteur d'étage

-Les poteaux du 2<sup>eme</sup> Entre sol :

$$P_{2^{\text{eme}} \text{ E-sol}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,03 = 6,296 \rightarrow P_{2^{\text{eme}} \text{ E-sol}} = \mathbf{6,296 \text{ KN}}$$

-Les poteaux du 1<sup>er</sup> Entre sol et RDC:

$$P = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \rightarrow \mathbf{P = 6,375 \text{ KN}}$$

-Les poteaux d'étage courant :

$$P_{\text{e-courant}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781 \rightarrow \mathbf{P = 4,781 \text{ KN}}$$

**2.d. Calcul des surcharges d'exploitation cumulé selon la loi de dégression des charges :**

D'après le **DTR B.C.2.2**, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose une structure étudiée **n=10 ≥ 5**, on doit compter de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes. La loi de dégression est donc définie comme suit :

$$Q_n = Q_0 + (3 + n)/2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \dots \dots Q_n)$$

Avec **Q<sub>0</sub>**: surcharges d'exploitation à toiture

**Q<sub>i</sub>**: surcharges d'exploitation à étage **i**



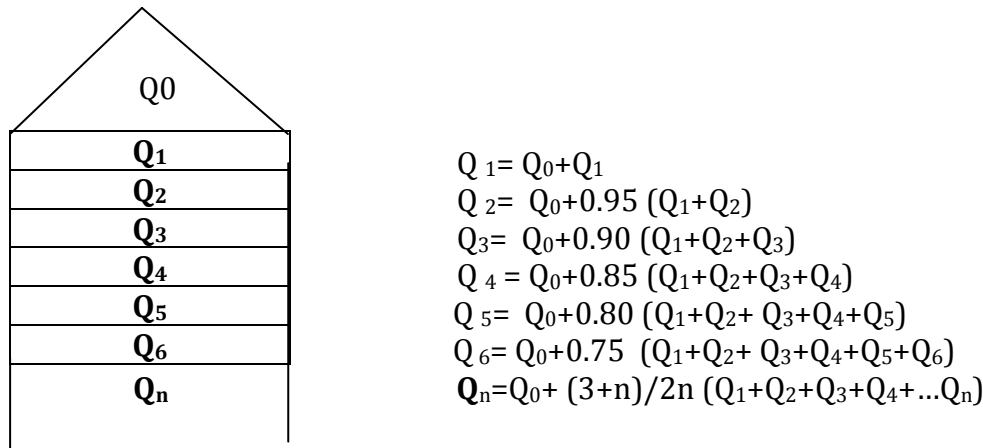


Fig II.10 : la loi de dégression des charges

➤ **Le coefficient de dégression de charges  $(3+n/2n)$**

Tab II.9: Coefficients de dégression des charges

Niveau	T	5	4	3	2	1	RDC	1 <sup>er</sup> entre sol	2 <sup>em</sup> entre sol
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65

Surcharges d'exploitation cumulées d'après la loi de dégression des charges :

$$ST = Q_0$$

$$S_5 = Q_0 + Q_1$$

$$S_4 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$S_3 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$S_2 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$S_1 = Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$RDC = Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$01^{er} \text{ entre-sol} = Q_0 + 0,70 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$02^{em} \text{ entre-sol} = Q_0 + 0,65 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

➤ Application numérique :

$$\text{Toiture} = 15,512 \text{ KN.}$$

$$05^{ème} \text{ niv} = 15,512 + 23,268 = 38,78 \text{ KN.}$$

$$04^{ème} \text{ niv} = 15,512 + 0,95 (2 \times 23,268) = 59,721 \text{ KN.}$$

$$03^{ème} \text{ niv} = 15,512 + 0,90 (3 \times 23,268) = 78,335 \text{ KN.}$$

$$02^{ème} \text{ niv} = 15,512 + 0,85 (4 \times 23,268) = 94,623 \text{ KN.}$$

$$01^{er} \text{ niv} = 15,512 + 0,80 (5 \times 23,268) = 108,584 \text{ KN.}$$

$$RDC = 15,512 + 0,75 (5 \times 23,268 + 77,56) = 160,937 \text{ KN.}$$

$$01^{er} \text{ entre-sol} = 15,512 + 0,70 (5 \times 23,268 + 77,56 \times 2) = 205,534 \text{ KN.}$$

$$02^{ème} \text{ entre-sol} = 15,512 + 0,65 (5 \times 23,268 + 77,56 \times 3) = 242,375 \text{ KN}$$

	Charge permanente G (KN)					Charge d'exploitation Q		Effort normal N (KN)	Section du poteau	
Niveau	Plancher	Poutre	Poteau	G <sub>Tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>plancher</sub>	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$S \geq N/0.6f_{c28}$	S adopté
Toiture	28.076	17.28	4.781	50.137	50.137	15.512	15.512	65.649	43.766	25x30
5	85.781	17.28	4.781	107.842	157.979	23.268	38.78	196.759	131.172	25x30
4	85.781	17.28	4.781	107.842	265.821	23.268	59.721	325.542	217.028	25x30
3	85.781	17.28	4.781	107.842	373.663	23.268	78.335	451.998	301.332	25x30
2	85.781	17.28	4.781	107.842	481.505	23.268	94.623	576.128	384.085	25x30
1	85.781	17.28	4.781	107.842	589.347	23.268	108.584	697.931	465.287	25x30
RDC	85.781	17.28	6.375	109.436	698.783	77.56	160.937	859.72	573.146	25x30
1 <sup>er</sup> sous-sol	85.781	17.28	6.375	109.436	808.219	77.56	205.534	1013.753	675.835	30x35
2 <sup>eme</sup> sous-sol	85.781	17.28	6.296	109.357	917.576	77.56	242.375	1159.951	773.301	30x35

Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poteaux.

### 3. Vérification:

#### 3.1. Vérification relative au coffrage :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes **RPA 99/version 2003(ART7.4.1)**

**Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA99**

Conditions exigés par le RPA	Section des poteaux	Valeur calculée	vérification
<b>Min (b<sub>1</sub>,h<sub>1</sub>)≥25</b> <b>Min (b<sub>1</sub>,h<sub>1</sub>)≥h<sub>e</sub> /20</b> <b>1/4&lt;b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub>&lt;4</b>	Etages courant : (25x30)	Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> )=25≥25	✓
		Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> )≥h <sub>e</sub> /20 h <sub>e</sub> /20=306/20=15,3	✓
		1/4<b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> <4	✓
	RDC, 1 <sup>er</sup> entre-sol (25x30) et (30x35)	Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) =25≥25	✓
		h <sub>e</sub> /20=408/20=20,4	✓
		1/4<b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> <4	✓
	2 <sup>ème</sup> entre-sol (30x35)	Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) =30≥25	✓
		h <sub>e</sub> /20=403/20=20,15	✓
		1/4<b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> <4	✓

#### 3.2. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité élastique, se traduisant par le fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion parasite) produit à partir d'une certaine contrainte.

Lors du flambement on se trouve dans le cas de grande déformation d'un élément étant lié à ces dimensions, on dit que ce dernier est un phénomène d'instabilité de forme.

Il faut satisfaire la condition suivante, pour qu'il n'y a pas de risque de flambement:

$$\lambda = Lf/i \leq 50$$

Avec :  $\lambda$  : Elancement du poteau

$L_f$ : longueur de flambement du poteau ( $l_f=0.7 \times l_0$ ) **(BAEL99/B.8.3,31)**

$l_0 = h_e$ : longueur libre du poteau.

$i$ : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

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

$I$ : moment d'inertie du Poteau  $I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$  et  $I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$

En remplace et on trouve

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} \Rightarrow \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{h^2}}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{h} \text{ (suivant } I_x)$$

$$\Rightarrow \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b} \text{ (suivant } I_y)$$

Finalement :  $\lambda_y = 2,425 L_0/b$  et  $\lambda_x = 2,425 L_0/h$

Les résultants sont dans le tableau suivant :

**Tableau II.12** : vérification au flambement

niveau	Poteau	$L_0$ (m)	b (m)	h (m)	$\lambda_x$	$\lambda_y$	vérification
<b>E-sol 2</b>	30x35	4,03	0,30	0,35	27,922	32,575	✓
<b>E-sol 1</b>	30x35	4,08	0,30	0,35	28,256	32,98	✓
<b>RDC</b>	25x30	4,08	0,25	0,30	32,98	39,576	✓
<b>1-2-3-4-5</b>	25x30	3,06	0,25	0,30	24,735	29,682	✓
<b>Toiture</b>	25x30	4,76	0,25	0,30	38,477	46,172	✓

On conclue que la condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### 3.3. Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres.

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_p = I_p / hc$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_i = I / Lc$

Avec :  $I$  : Moment d'inertie de l'élément

$hc, Lc$ : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement:

$$hc = \bar{h} + \frac{1}{2} e_p \quad Lc = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

$\bar{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux)

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

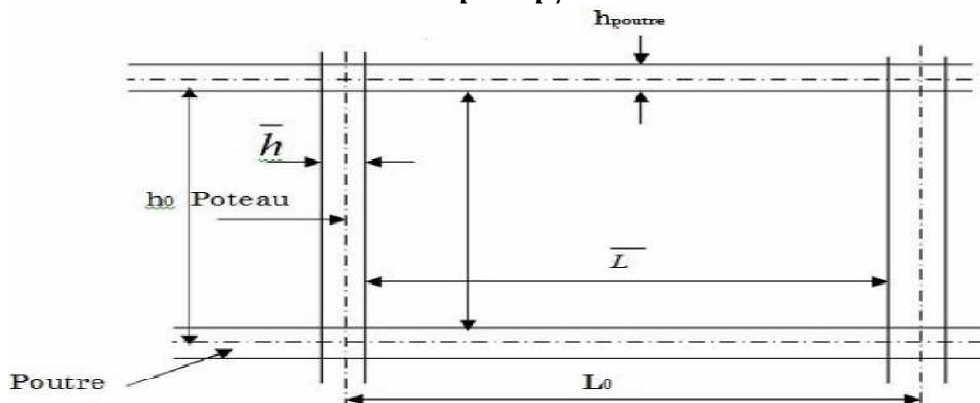
$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Largeur des poteaux.

$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

$$K_p = I_p / L_c$$



**Figure II.11** : Identification des paramètres d'un portique

**Tableau II.13**: Rigidités des poteaux dans le sens xx

niveau	section	$h_0$	$\bar{h}$	$\frac{1}{2}e_p$	$h_c$	$I_p$	$K_p$
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> e-sol	30x35	403	368	15	383	107187.5	279,862
	30x35	408	373	15	388	107187.5	276,256
RDC	25x30	408	373	12.5	385,5	56250	145,914
Etages 1-2-3-4-5	25x30	306	271	12.5	283,5	56250	198,412

**Tableau II.14** : Rigidité des poteaux dans le sens yy

niveau	section	$h_0$	$\bar{h}$	$\frac{1}{2}e_p$	$h_c$	$I_p$	$K_p$
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup> e-sol	30x35	403	368	15	383	78750	205,614
		408	373	15	388	78750	202,964
RDC	25x30	408	373	12.5	385,5	39062,5	101,329
Etages 1-2-3-4-5	25x30	306	271	12.5	283,5	39062,5	137,786

**Tableau II.15 :** Rigidités des poutres suivant xx

cm <sup>2</sup>			cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	travée	section	L <sub>0</sub>	$\bar{L}$	$\frac{1}{2}h_{poutre}$	L <sub>c</sub>	I <sub>p</sub>	K <sub>p</sub>
2 <sup>ème</sup> E-sol	1-2	25x35	360	330	17.5	347,5	89322.916	257,044
	2-3		390	360		377,5		236,616
	3-4		390	360		377,5		236,616
	4-5		390	360		377,5		236,616
	5-6		390	360		377,5		236,616
	6-7		360	330		347,5		257,044
1 <sup>er</sup> E-sol	1-2	25x35	360	330	17.5	347,5	89322.916	257,044
	2-3		390	360		377,5		236,616
	3-4		390	360		377,5		236,616
	4-5		390	360		377,5		236,616
	5-6		390	360		377,5		236,616
	6-7		360	330		347,5		257,044
RDC	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	335		352,5		253,398
Etag1	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	365		352,5		253,398
Etag2	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	335		352,5		253,398
Etag3	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	335		352,5		253,398

Etagé 4	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	335		352,5		253,398
Etagé 5	1-2	25x35	360	335	17.5	352,5	89322.916	253,398
	2-3		390	365		382,5		233,523
	3-4		390	365		382,5		233,523
	4-5		390	365		382,5		233,523
	5-6		390	365		382,5		233,523
	6-7		360	335		352,5		253,398

Tableau II.16 : Rigidités des poutres suivant yy

cm <sup>2</sup>			cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	travée	section	L <sub>0</sub>	$\bar{L}$	$\frac{1}{2}h_{poutre}$	L <sub>c</sub>	I <sub>p</sub>	K <sub>p</sub>
2 <sup>ème</sup> E-sol	1-2	25x35	450	415	17.5	432,5	45572.916	105,370
	2-3		450	415		432,5		105,370
	3-4		450	415		432,5		105,370
	4-5		450	415		432,5		105,370
1 <sup>er</sup> E-sol	1-2	25x35	450	415	17.5	432,5	45572.916	105,370
	2-3		450	415		432,5		105,370
	3-4		450	415		432,5		105,370
	4-5		450	415		432,5		105,370
RDC	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166
Etagé1	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166
Etagé 2	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166
Etagé 3	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166
Etagé 4	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166
Etagé 5	1-2	25x35	450	420	17.5	437,5	45572.916	104,166
	2-3		450	420		437,5		104,166
	3-4		450	420		437,5		104,166
	4-5		450	420		437,5		104,166

Dans les tableaux ci-dessus, nous remarquons que la rigidité des poteaux est inférieure à celles des poutres (RDC et les étages 1, 2, 3, 4, 5), donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

### Conclusion :

Après avoir fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et faire tous les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

**Tableau II.17:** Récapitulatif des résultats

Hauteur de plancher corps creux		$h_t=20\text{ cm (16+4)}$
Epaisseur de la dalle pleine		$e=15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$e=20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	(25x35)
	Poutre secondaire	(25x35)
	Poutre palière	(25x30)
	Poutre de chaînage	(25x35)
	Les fermes de la toiture	(25x35)
Sections des poteaux	1 <sup>er</sup> entre-sol	(35x45)
	2 <sup>eme</sup> entre-sol	(35x45)
	RDC	(35x45)
	1 <sup>er</sup> étage	(30x35)
	2 <sup>eme</sup> étage	(30x35)
	3 <sup>eme</sup> étage	(30x35)
	4 <sup>eme</sup> étage	(30x35)
	5 <sup>eme</sup> étage	(30x35)



# CHAPITRE III :

## Calcul des éléments non structuraux

**Introduction :**

Les éléments non structuraux, ou les éléments secondaires sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse et n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, donc nous pourrons les calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99version 2003.

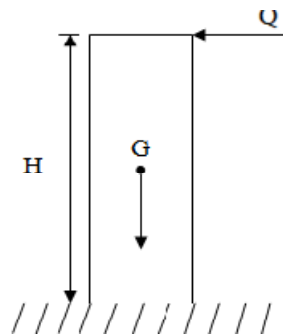
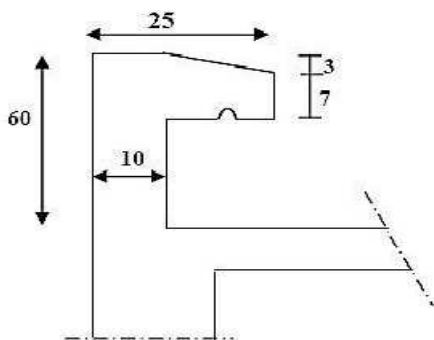
**III.1 Acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G) donnant un effort normal(N) et une charge d'exploitation horizontale ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) non pondérée qui engendre un moment de flexion M dans la section d'encastrement.

**1.1 Hypothèses de calcul :**

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur
- ✓ la fissuration est considéré comme préjudiciable
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée à l'ELU et à l'ELS.



**Fig. III.1 :** coupe verticale de l'acrotère      **Fig. III.2 :** schéma statique de l'acrotère

**1.2 Calcul des sollicitations :**

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_{acro} = \rho \times S \times 1\text{ml} \quad \text{Avec } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,03 \times 0,15)/2 + (0,07 \times 0,15) + (0,1 \times 0,6) = 0,07275\text{m}^2$$

$$D'où G_{acro} = 25 \times 0,07275 \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 1,818\text{KN}$$

Avec :  $\rho$ : poids volumique du béton

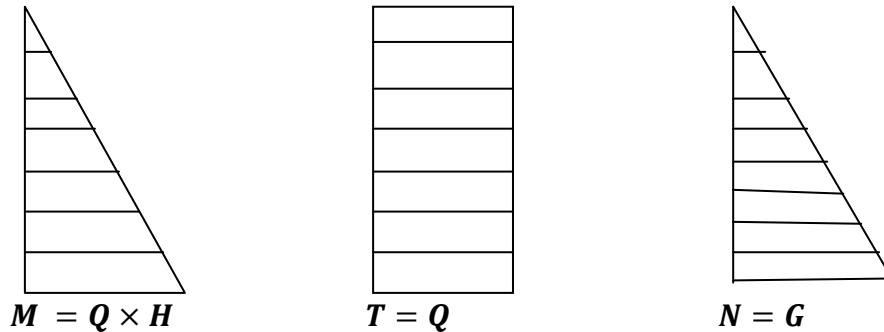
S : section transversale de l'acrotère.

- **Les efforts internes :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m (Moment de renversement).}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN (Poussée latérale).}$$

$$N = G = 1,818 \text{ KN (Effort normal).}$$

**Les Moments****efforts tranchant efforts normaux****Fig. III.3 :** diagramme des efforts interne de l'acrotère (M T N)**1.3. Combinaison des charges :**

- **A L'ELU : 1.35G+1.5Q**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,818 = 2,454 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

- **A L'ELS: G+Q**

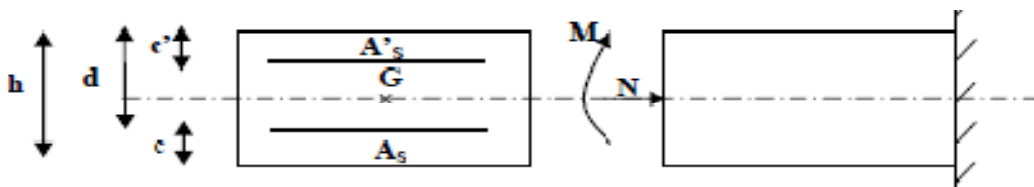
$$N_s = N = 1,818 \text{ KN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m.}$$

**1.4. Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire de hauteur ( $h=10\text{cm}$ ) et de largeur ( $b=100\text{cm}$ ). Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif ( $+M_f$ ) afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$  puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$

**Fig. III.4 :** Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec **h** : épaisseur de la section.

**c** : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton (enrobage)

$d = h - c$  : hauteur utile.

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

**Remarque** : le calcul se fera à l'ELU puis nous vérifierons à l'ELS.

### 1.5. Calcul à l'ELU

#### 1. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0.9}{2.454} = 0.366 \text{ m} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

Avec :  $M_u$  : moment dus à un effort de compression

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : l'excentricité.

$h/2 - c$  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc :  $e_u = 36.6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$

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

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif ( $M_f$ ), puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

#### 2. Calcul en flexion simple :

##### ▪ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times a$$

Avec :

$a$  : distance entre « cp » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$M_f = 2.454 \times [0.366 + 0.02] \Rightarrow M_f = 2.454 \times 0.386 = 0.947 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_f = 0.947 \text{ KN.m}$$

##### ▪ Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

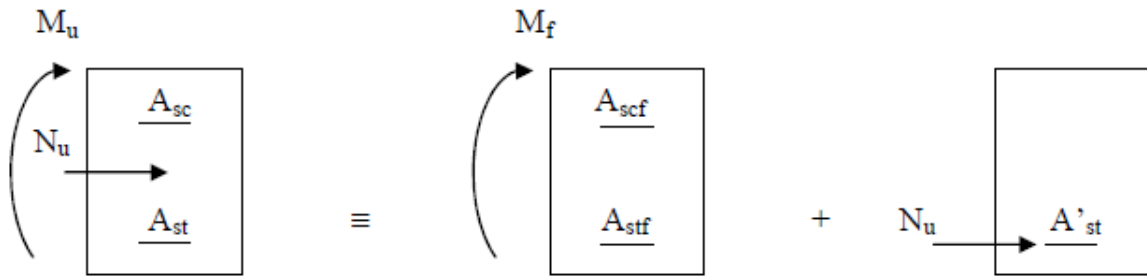
$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$$

$$\mu_u = \frac{0.947 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_u = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section.



**Fig.III.5 :** la section d'armature sous la flexion composée

- Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{stf}$ ) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st}$  : contrainte limite d'élasticité de l'acier  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$   
 $\mu_u = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$

$$A_{stf} = \frac{0,947 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348} \Rightarrow A_{stf} = 0,392 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures réelles en flexion composée ( $A_{st}$ ) :

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$$

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \Rightarrow A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,392 - 0,0705 = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2 A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

## 1.6. Vérification à l'ELU

### 1) Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

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.

$$\rho \geq \frac{0,23 f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec } \rho = \frac{A}{bd}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{tj} \cdot bd}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1000 \times 70}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

-Les armatures minimums calculées à la condition de non fragilité sont supérieures aux armatures réelles, donc nous adopterons une section :

$$A_s = A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On adoptera  $3\text{HA}8 = 1,5 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**2) Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1.211)**

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \min \left\{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN (L'effort tranchant)}, b=100 \text{ cm et } d=7 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 103}{1000 \times 70} = 0.02143 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,02143 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**, donc pas de risque de cisaillement.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1.3)**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux, pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : coefficient de scellement égale à 1,5 pour les barres HA.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi \longrightarrow \sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 1,5 \times 10 / 0,9 \times 7 \times 12,56 = 0.189 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,189 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$  **condition vérifiée** (pas de risque de glissement des barres).

**4) Ancrage des barres (Art A.6.1.221/BAEL91 modifié99) :**

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

$$L_s = 35\Phi = 35 \times 1 = 35 \longrightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

**5) Vérifier l'espacement des barres (Art A.8.2.42/BAEL91) :**

Armatures principales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 3h; 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 4h; 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.

### 1.7. Vérification à l'ELS

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

-la contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc}$  : la contrainte dans le béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : la contrainte limite dans le béton.

$\sigma_{st}$  : la contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : la contrainte limite dans les aciers tendus.

#### 1) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A.4.5.33/BAEL91)

L'acrotère est exposé aux intempéries c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}.$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration dans notre cas  $\eta = 1.6$  pour HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0,5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\text{Soit : } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,9155 \rightarrow K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} = 46,579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,579 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### 2) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

Avec :

$\sigma_{bc}$  : la contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : la contrainte limite dans le béton comprimé.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46,579}{44,17} \rightarrow \sigma_{bc} = 1,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 1.8. Vérification de l'acrotère au séisme

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les Équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 6.2.3})$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99  
Dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\rightarrow A = 0,15$  (**RPA 99/Art 4.2.3 tab 4-1**)

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 dans notre cas on prend :  
 $C_p = 0,8$  (valeurs tiré du RPA99 tableau 6.1)

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère = 1,818 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,818 \rightarrow F_p = 0,872 \text{ kN/ml.}$$

$F_p = 0,872 \text{ kN/ml} \leq Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

Donc il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

### Conclusion

Nous adaptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**
- Armatures de répartitions : **3HA8** avec un espacement **St=20cm**



### III.2. planchers

#### Planchers à corps creux

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux avec une dalle de compression.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Remplissage en corps creux, sont utilisé comme coffrage et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton.

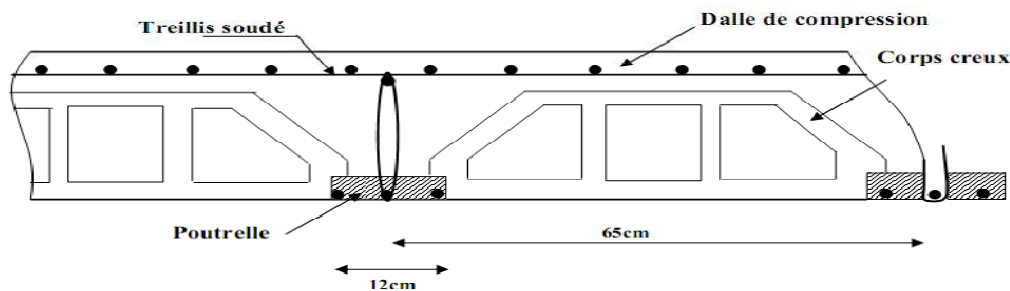


Figure III.7 : Coupe verticale de plancher à corps creux

#### 2.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, coulé sur place. Elle sera armée d'un treillis soudé de nuance (**TLE 520  $\Phi \leq 6\text{mm}$** ) dont le but de :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

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

#### A. Calcul des armatures

##### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $A_{\perp}$ )

$L$  : entre axes des poutrelles qui est égale à 65 cm ( $50 \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ ).

Donc :

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

$f_e$ : Limite d'élasticité des aciers en MPa

D'où : 
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; avec un espacement de **20cm**

##### ❖ Armatures parallèles aux poutrelles ( $A_{\parallel}$ )

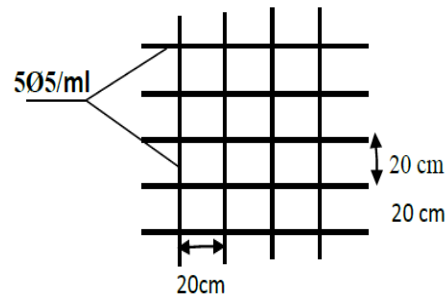
$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$$

$$A_{\parallel} = 0.98 / 2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{||}=5T5 /ml=0.98cm^2/ml$  ; avec un espacement de **20cm**

### Conclusion

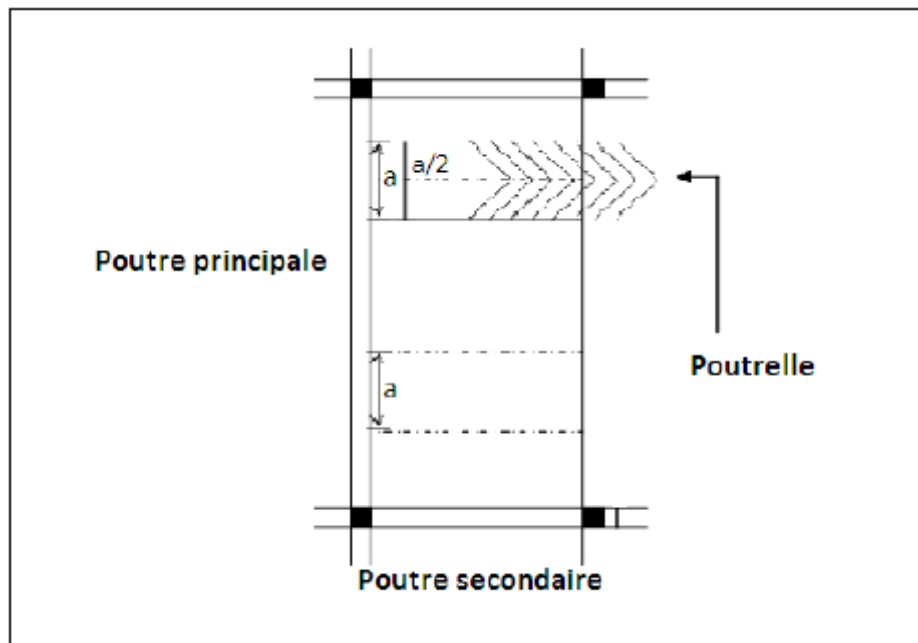
On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression, un treillis soudé de mailles **(5x200x200) mm<sup>2</sup>**.



**Fig. III.8 :** Treilles soudées de  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

### 2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure suivante :



**Figure III.9:** Surfaces revenant aux poutrelles

#### 1) Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

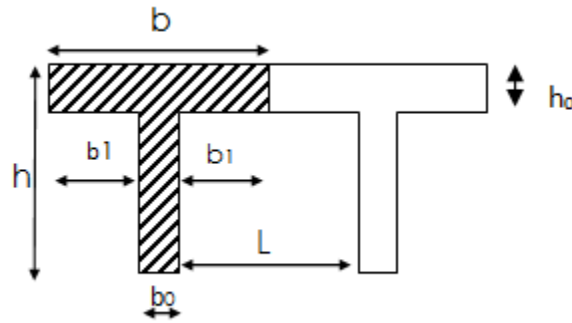


Figure III.10 : Surface revenant aux poutrelles

Avec :

$L$  = longueur libre entre mur d'appuis

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

## 2) calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait pour une bonde de 1ml en deux étapes :

### 1<sup>er</sup> étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

#### a) **Chargement :**

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

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{KN/ml}$

La surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1\text{KN/ml}$

Charge permanente :  $G = G_1 + G_2 = 0.74\text{ KN/ml}$

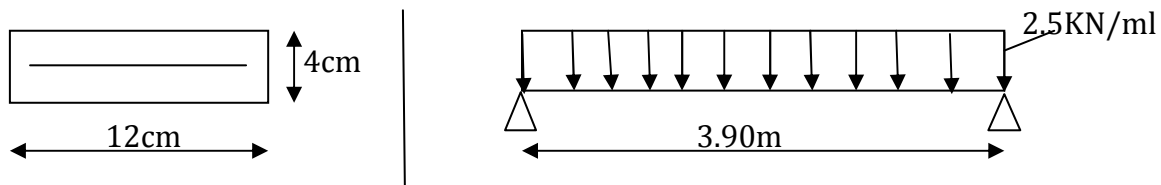
Charge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$

#### b) **Ferraillage à l'état limite ultime (ELU)**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

Combinaison de charges :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{KN/ml}$$



**Figure III.11** : Schéma statique de la poutrelle

- Calcul du moment en travée:  $M_u = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_u = \frac{2.5 \times (3.9)^2}{8} = 4.75 \text{ kN.m} \Rightarrow M_u = 4.75 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant sur appuis :  $T = \frac{q_u L}{2}$

$$T = \frac{2.5 \times 3.9}{2} = 4.875 \text{ kN} \Rightarrow T = 4.875 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

Soit :

L'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{4.75 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_b = 6.968 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

### Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle qui est de 4cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures (armatures de compression et de traction), par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaire afin de soulager les poutrelles et les aider à supporter les charges et les surcharges aux quelles sont soumises et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc}$ ) ne soient pas nécessaires.

Calcul de la distance entre étais : généralement ces étais sont distants de 0.80m à 1.20m.

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA:

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \Rightarrow M_l = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26 \text{ kN.m}$$

$$L_{max} = \sqrt{\left(\frac{8 \times M_l}{q_u}\right)} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\left(\frac{8 \times 0.26}{2.5}\right)} = 0.91 \text{ m}$$

Donc On prend  $L = 1 \text{ m}$  entre étais.

### 2<sup>eme</sup> étape : après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue, avec une inertie constante, reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis

**a)- Chargement :**

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

**Plancher étage courant:****➤ A usage habitation**

Poids propre de plancher :  $G = 5.53 \times 0.65 = 3.595 \text{ kN /ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

**Les combinaisons des charges :**

- l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.315 \text{ KN/ml}$
- l'ELS :  $q_s = G + Q = 4.57 \text{ KN/ml}$

**➤ A usage commercial :**

Poids propre de plancher :  $G = 5.53 \times 0.65 = 3.595 \text{ KN /ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

**Les combinaisons des charges :**

- l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.728 \text{ KN/ml}$
- l'ELS :  $q_s = G + Q = 6.845 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

Vu la différence de chargement appliqué aux poutrelles du plancher étage courant (à usage habitation) et le plancher à usage commercial et dans le but de simplifier le calcul, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (poutrelles du plancher RDC) et la section d'armature obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

**b)- Choix de la méthode**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

**b.1) Méthode forfaitaire :****▪ principe de la méthode**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux ...ect.

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$ .

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables, elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) Plancher à charge d'exploitation modérée, où :  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ .
- 2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.
- 4) Cas de fissuration non préjudiciable.

▪ **Exposé de la méthode :**

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

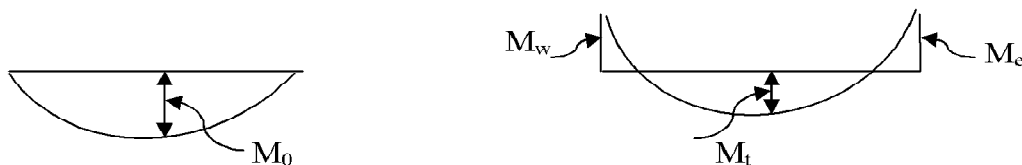
**$M_0$ :** La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante  $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

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

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

$$M_t \geq \max\left\{\left(\max\left\{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\right\} - \frac{M_w + M_e}{2}\right) ; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0\right\}. \text{ Pour la travée de rive.}$$

$$M_t \geq \max\left\{\left(\max\left\{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\right\} - \frac{M_w + M_e}{2}\right) ; \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0\right\}. \text{ Pour la travée intermédiaire.}$$



**Figure III.12:** Diagramme des moments (principe de la méthode)

Avec  $\alpha$  : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et d'exploitation non pondérée, ou:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \text{ Avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

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

**0,6  $M_0$**   $\Rightarrow$  pour une poutre de deux travées.

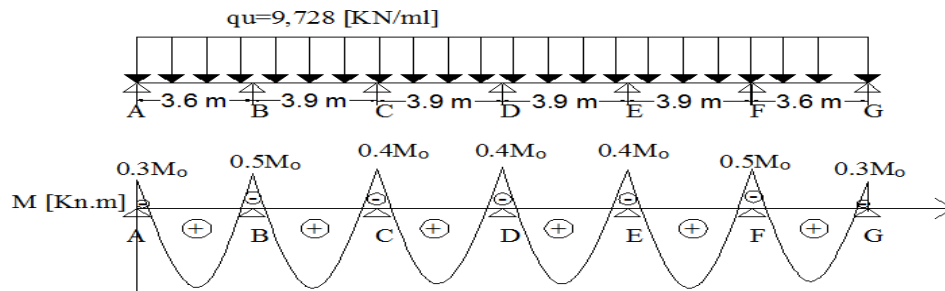
**0,5  $M_0$**   $\Rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4  $M_0$**   $\Rightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

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

### Etude de plancher RDC :

**1<sup>er</sup> type :**



**Figure III.13 : Diagramme des moments d'une poutre continue**

➤ à l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,728 \text{ kN/ml}$

#### 1<sup>er</sup> condition $Q \leq (2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2)$

- Plancher étage courant à usage habitation  
 $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < (2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2) = 11,06 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$
- Plancher RDC à usage commercial  
 $Q = 5 \text{ kN/m}^2 < (2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2) = 11,06 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$
- Plancher sous-sol à usage commercial  
 $Q = 5 \text{ kN/m}^2 < (2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2) = 11,06 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$

#### 2<sup>eme</sup> condition

Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les déférentes travées  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

#### 3<sup>eme</sup> condition

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

#### 4<sup>eme</sup> condition

Le rapport successives des travées doit être compris entre  $0,8 < l_i/l_{i+1} < 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} 3,6/3,9=0,92 \\ 3,9/3,9=1 \\ 3,9/3,6=1,08 \end{array} \right\} 0,8 < l_i/l_{i+1} < 1,25 \Rightarrow \text{la condition est vérifier}$$

Tous les conditions sont vérifier **la méthode forfaitaire est applicable**

### ▪ Application de la méthode forfaitaire

Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,25}{3,25 + 3,595} \Rightarrow \alpha = 0,47 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1 + 0,3\alpha = 1,14 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,57 & \text{(Travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,67 & \text{(Travée de rive)} \end{array} \right.$$

Calcul de moment isostatique :

**En travée :**  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

**Tableau III.1 :** Résumé des valeurs en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
L (m)	3,6	3,9	3,9	3,9	3,9	3,6
$M_0$ (KN.m)	15,759	18,495	18,495	18,495	18,495	15,759

**Aux appuis:**  $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

**Tableau III.2 :** Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
$M_{appuis}$ (KN.m)	4,727	9,247	7,398	7,398	7,398	9,247	4,727

a- Calcul des moments en travées

• **Travée AB et FG (Travée de rive) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 15,759 = 17,965$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 15,759 = 16,546$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} = 1,14 \times 15,759 - \frac{4,727 + 9,247}{2} = 10,978 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,67 \times 15,759 = 10,579 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Soit :  $M_t^{AB} = M_t^{FG} = 10,978 \text{ KN.m}$

• **Travée BC et EF (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{BC} = 1,14 \times 18,495 - \frac{9,247 + 7,398}{2} = 12,761 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,542 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{BC} = M_t^{EF} = 12,761 \text{ KN.m}$

• **Travée CD et DE (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{CD} = 1,14 \times 18,495 - \frac{7,398 + 7,398}{2} = 13,686 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,542 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{CD} = M_t^{DE} = 13,686 \text{ KN.m}$

**Tableau III.3 :** Résumé des valeurs de moment en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
M <sub>t</sub> (KN.m)	10,978	12,761	13,686	13,686	12,761	10,978

**Calcul des efforts tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que :  $V_W$  : effort tranchant à gauche de l'appui

$V_e$  : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{9,247 - 4,727}{3,6} = \mathbf{18,765kN}.$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{9,247 - 4,727}{3,6} = \mathbf{-16,254 kN}.$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = \mathbf{18,495kN}.$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = \mathbf{-19,443 kN}.$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{18,969kN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{-18,969kN}.$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{18,969kN}.$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{-18,969kN}.$$

• Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = \mathbf{19,443kN}.$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = \mathbf{-18,495kN}.$$

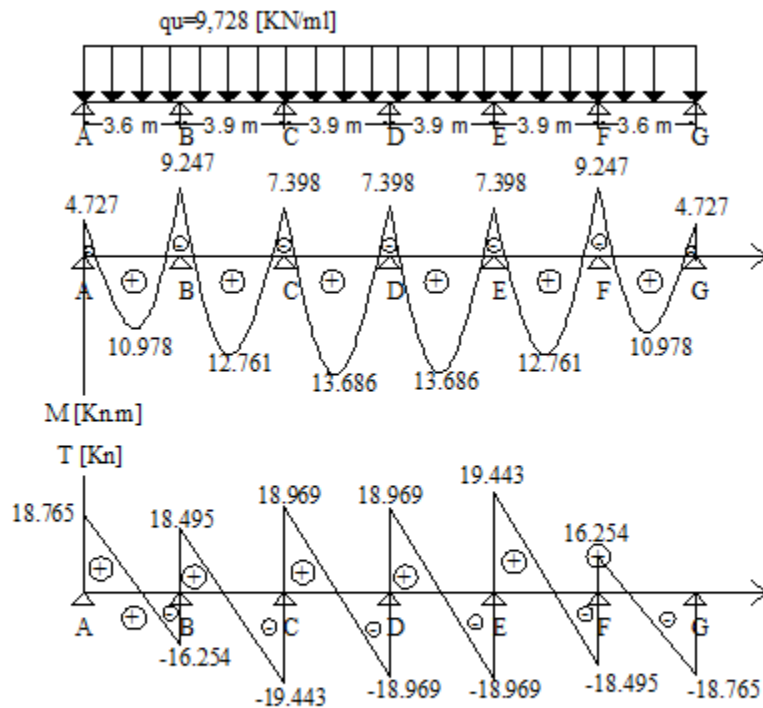
• Travée FG :

$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{4,727 - 9,247}{3,6} = \mathbf{16,254kN}.$$

$$T_G = -q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{4,727 - 9,247}{3,6} = \mathbf{-18,765kN}.$$

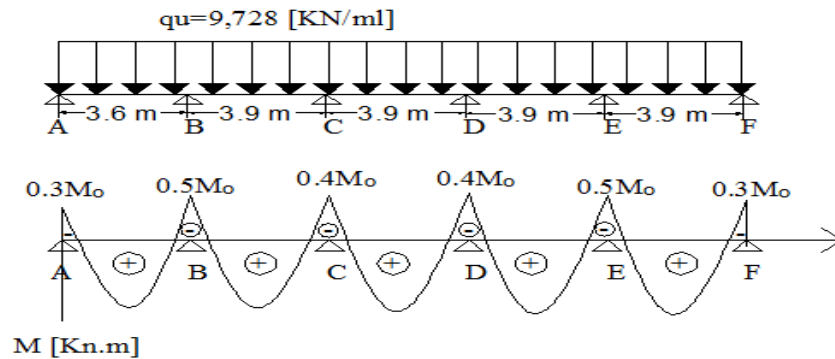
**Tableau III.4** : Résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU

Travée	ELU				
	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
AB	10,978	4,727	9,247	18,765	-16,254
BC	12,761	9,247	7,398	18,495	-19,443
CD	13,686	7,398	7,398	18,969	-18,969
DE	13,686	7,398	7,398	18,969	-18,969
EF	12,761	7,398	9,247	19,443	-18,495
FG	10,978	9,247	4,727	16,254	-18,765

**Figure III.14**: Diagramme des efforts internes de 1<sup>er</sup> type de poutre.

**2<sup>ème</sup> type:**

➤ à l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,728 \text{ kN/ml}$



**Fig III.15 :** Diagramme des moments de 2<sup>ème</sup> type d'une poutre continue

Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,25}{3,25 + 3,595} \Rightarrow \alpha = 0,47 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1 + 0,3\alpha = 1,14 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,57 & \text{(Travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,67 & \text{(Travée de rive)} \end{array} \right.$$

Calcul de moment isostatique :

**En travée :**  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

**Tableau III.5 :** Résumé des valeurs en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L (m)	3,6	3,9	3,9	3,9	3,9
$M_0$ (kN.m)	15,759	18,495	18,495	18,495	18,495

**Aux appuis:**  $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

**Tableau III.6 :** Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
$M_{appuis} (KN.m)$	4,727	9,247	7,398	7,398	9,247	5,548

b- Calcul des moments en travées

• **Travée AB (Travée de rive) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 15,759 = 17,965$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 15,759 = 16,546$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} = 1,14 \times 15,759 - \frac{4,727 + 9,247}{2} = 10,978 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,67 \times 15,759 = 10,579 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_t^{AB} = 10,978 \text{ KN.m}$

• **Travée BC (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} = 1,14 \times 18,495 - \frac{9,247 + 7,398}{2} = 12,761 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,542 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_t^{BC} = 12,761 \text{ KN.m}$

• **Travée CD (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_C + M_D}{2} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{CD} = 1,14 \times 18,495 - \frac{7.398 + 7.398}{2} = 13,686 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,542 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{CD} = 13,686 \text{ KN.m}$

• **Travée DE (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_D + M_E}{2} \\ M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{DE} = 1,14 \times 18,495 - \frac{7.398 + 9.247}{2} = 12,761 \text{ KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,542 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{DE} = 12,761 \text{ KN.m}$

• **Travée EF (Travée de rive) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_E + M_F}{2} \\ M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{EF} = 1,14 \times 18,495 - \frac{9.247 + 5.548}{2} = 13,686 \text{ KN.m} \\ M_t^{EF} \geq 0,67 \times 18,495 = 12,391 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{EF} = 13,686 \text{ KN.m}$

**Tableau III.7** : Résumé des valeurs en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
M <sub>t</sub> (KN.m)	10,978	12,761	13,686	12,761	13,686

**Calcul des efforts tranchant :****➤ à l'ELU**• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{9,247 - 4,727}{3,6} = \mathbf{18,765 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -9,728 \times \frac{3,6}{2} + \frac{9,247 - 4,727}{3,6} = \mathbf{-16,254 \text{ kN.}}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = \mathbf{18,495 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = \mathbf{-19,443 \text{ kN.}}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{18,969 \text{ kN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 7,398}{3,9} = \mathbf{-18,969 \text{ kN.}}$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = \mathbf{19,443 \text{ kN.}}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = \mathbf{-18,495 \text{ kN.}}$$

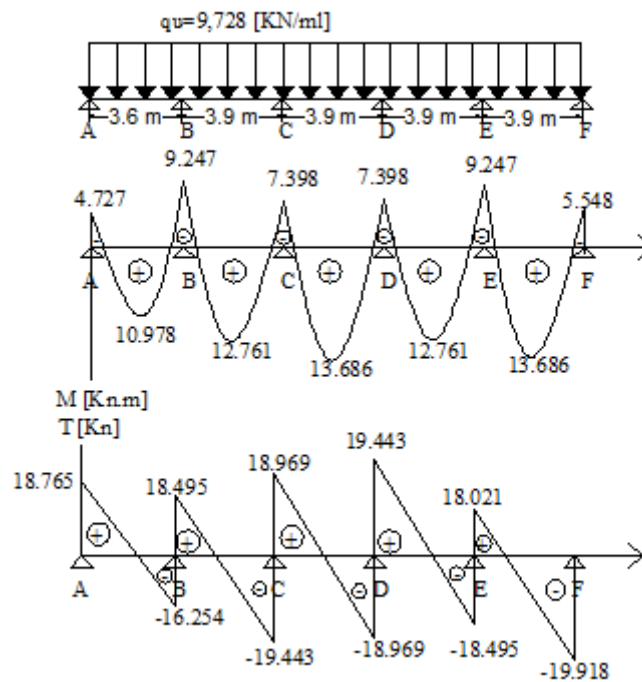
• Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{5,548 - 9,247}{3,9} = \mathbf{18,021 \text{ kN.}}$$

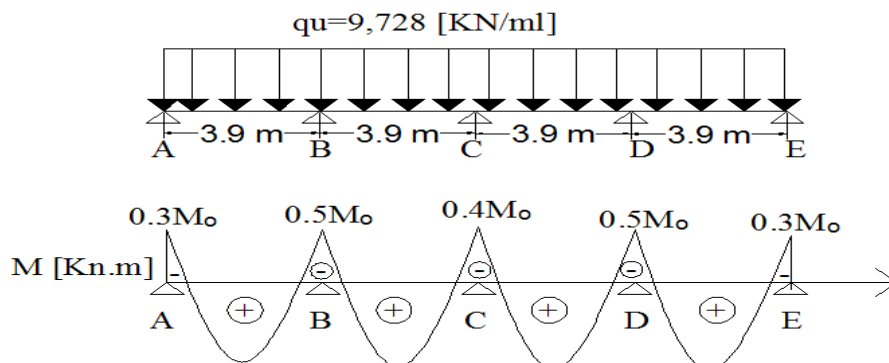
$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{5,548 - 9,247}{3,9} = \mathbf{-19,918 \text{ kN.}}$$

**Tableau III.8** : Résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU

Travée	ELU				
	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
AB	10,978	4,727	9,247	18,765	-16,254
BC	12,761	9,247	7,398	18,495	-19,443
CD	13,686	7,398	7,398	18,969	-18,969
DE	12,761	7,398	9,247	19,443	-18,495
EF	13,686	9,247	5,548	18,021	-19,918

**Fig III.16** : Diagramme des efforts internes de 2<sup>ème</sup> type de poutre**3<sup>ème</sup> type:**

- à l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,728 \text{ kN/ml}$

**Fig III.17** : Diagramme des moments de 3<sup>ème</sup> type d'une poutre continue



Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,25}{3,25 + 3,595} \Rightarrow \alpha = 0,47 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1 + 0,3\alpha = 1,14 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,57 & \text{(Travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,67 & \text{(Travée de rive)} \end{array} \right.$$

Calcul de moment isostatique :

**En travée :**  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

**Tableau III.9 :** Résumé des valeurs en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE
L (m)	3,9	3,9	3,9	3,9
$M_0$ (KN.m)	18,495	18,495	18,495	18,495

**Aux appuis:**  $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

**Tableau III.10 :** Résumé des valeurs aux appuis à l'ELU

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,5	0,3
$M_{appuis}$ (KN.m)	5,548	9,247	7,398	9,247	5,548

c- Calcul des moments en travées

• **Travée AB (Travée de rive) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{AB} = 1,14 \times 18,495 - \frac{5.548+9.247}{2} = 13,686 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,67 \times 18,495 = 12,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{AB} = 13,686 \text{ KN.m}$

• **Travée BC (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_B+M_C}{2} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{BC} = 1,14 \times 18,495 - \frac{9.247+7.398}{2} = 12,761 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{BC} = 12,761 \text{ KN.m}$

• **Travée CD (Travée intermédiaire) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_C+M_D}{2} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{CD} = 1,14 \times 18,495 - \frac{7.398+9.247}{2} = 12,761 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,57 \times 18,495 = 10,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{CD} = 12,761 \text{ KN.m}$

• **Travée DE (Travée de rive) :**

$$(1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,14 \times 18,495 = 21,084$$

$$1,05M_0 = 1,05 \times 18,495 = 19,419$$

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_D+M_E}{2} \\ M_t^{DE} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_t^{DE} = 1,14 \times 18,495 - \frac{9,247+5,548}{2} = 13,686 \text{ KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0,67 \times 18,495 = 12,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit :  $M_t^{DE} = 13,686 \text{ KN.m}$

**Tableau III.11** : Résumé des valeurs en travée à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE
$M_t(\text{KN.m})$	13,686	12,761	12,761	13,686

**Calcul d'efforts tranchant :**

➤ **à l'ELU**

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 5,548}{3,9} = 19,918 \text{ KN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 5,548}{3,9} = -18,02 \text{ KN.}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = 18,495 \text{ KN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{7,398 - 9,247}{3,9} = -19,443 \text{ KN.}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = 19,44 \text{ KN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{9,247 - 7,398}{3,9} = -18,495 \text{ KN.}$$

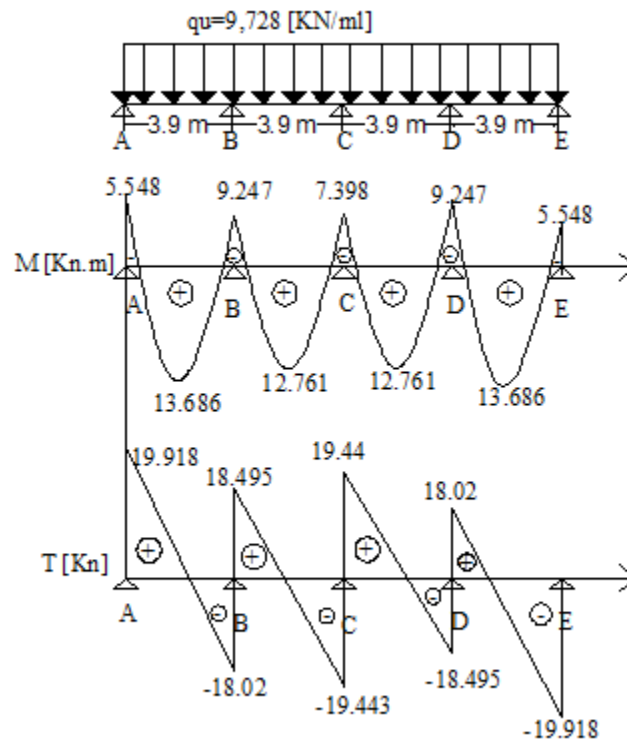
• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{5,548 - 9,247}{3,9} = 18,02 \text{ KN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -9,728 \times \frac{3,9}{2} + \frac{5,548 - 9,247}{3,9} = -19,918 \text{ KN.}$$

**Tableau III.12** : résumé des valeurs des efforts internes à l'ELU

Travée	ELU				
	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
AB	13,686	5,548	9,247	19,918	-18,02
BC	12,761	9,247	7,398	18,495	-19,443
CD	12,761	7,398	9,247	19,44	-18,495
DE	13,686	9,247	5,548	18,02	-19,918

**Figure III.18** : Diagramme des efforts internes de 3<sup>ème</sup> type de poutre

**Remarque** : Après avoir fait les calculs des 3 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du 3<sup>ème</sup> cas, On ignore les deux autres.

➤ **Calcul des armatures à l'ELU**

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis

Le moment max en travée:  $M_t^{max} = 13,686 \text{ KN.m}$

Le moment max aux appuis :  $M_a^{max} = 9,247 \text{ KN.m}$

• **Armatures longitudinal :**

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$  :

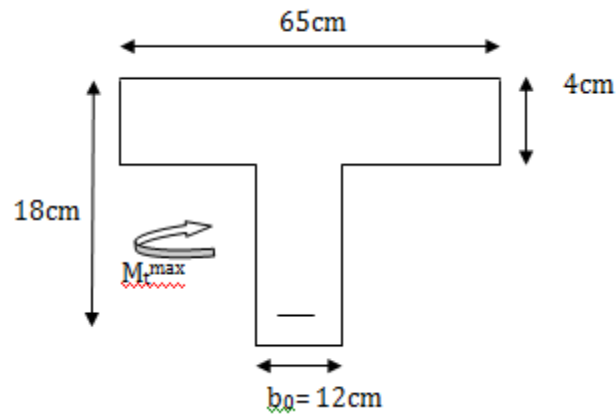


Figure III.19 : Coupe schématique de la poutrelle

### 1) En travée

Position de l'axe neutre :

$M_t^{max} > M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure

$M_t^{max} < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

$M_0$  : le moment équilibre par la table de compression

Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa et } d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \\ M_t^{max} = 13,686 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$  : donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé

$\Rightarrow$  La section en T se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 20) cm<sup>2</sup>.

#### Sections d'armatures :

Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,686 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\mu_u = 0,046 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (Asc=0)}$$

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

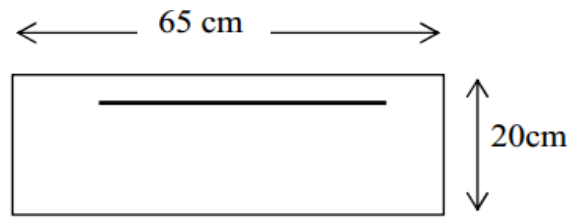


Figure III.20 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.686 \times 10^6}{0.976 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 223,97 \text{ mm}^2 = \mathbf{2,23 \text{ cm}^2}$$

**Remarque:**

On opte pour une section d'armature:  $A_{st} = 3HA12 = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$ , une section importante par rapport à celle calculée dans le but de vérification de la flèche.

**2) Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ).

$$b_0 = 12 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \\ d = 18 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}$$

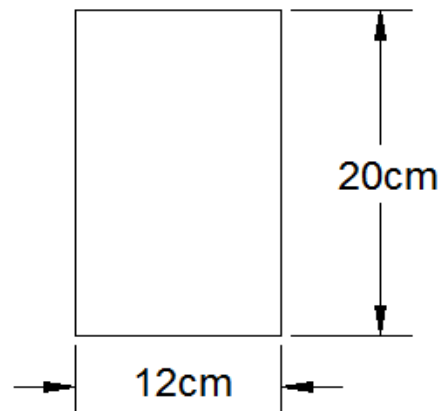


Figure III.21 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

-Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.247 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0,167$$

$$\mu_u = 0,167 < \mu_i = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA (Asc=0)}$$

$$\mu_u = 0,167 \rightarrow \beta = 0,908$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.247 \times 10^6}{0.908 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 162,65 \text{ mm} = \mathbf{1,62 \text{ cm}^2}$$

**Soit la section d'armature: 2HA12  $\rightarrow A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2$ .**

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

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

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 8$  avec  $A_{st} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16.2\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

$\Rightarrow$  Les armatures transversales seront réalisées par des étriers  $\phi 8$  avec un espacement constant  **$St = 15 \text{ cm}$**  sur la totalité des poutrelles.

**Conclusion:**

En travée :  **$3HA12 = 3,39\text{cm}^2$** .

Aux appuis :  **$2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$** .

Les armatures transversales :  **$2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$**

### **2.3. Vérifications à l'ELU :**

#### **A. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que :  $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

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

$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,26 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

- En travée :

$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 19,918 \text{ kN.}$$

- Calcul de 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 de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{19,918 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,9 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

### **C. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \overline{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

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

$\sum U_i = n \phi \pi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

n: Nombre des barres

$\phi$ : Diamètre des barres

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,918 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,63 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,63 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm.}$$



$$\tau_{se} = \frac{19,918 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **D. Influence de l'effort tranchant (BAEL91/99 Art A 5.1.312) :**

##### **• Au niveau des appuis**

##### **Appuis de rive (BAEL91/99 Art A 5.1.312):**

On doit prolonger au -delà de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 19,918}{400} = 0,057 \Rightarrow A_{st \text{ ancrer}} = 0,057 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0,057 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### **Appuis intermédiaires (Art A 5.1.321/BAEL91) :**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 \times T_u \times d$ , on doit prolonger les armatures en travée au delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$$T_u^{max} = 19,918 \text{ KN} = 19,918 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_a^{max} = 9,247 \times 10^6 \text{ N.m}$$

$$0,9d T_u^{max} = 0,9 \times 180 \times 19,918 \times 10^3 = 3,226 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_a^{max} > 0,9d T_u^{max} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{les armatures inferieures ne sont pas nécessaires.}$$

##### **• Sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL91 modifiée) :**

$$\frac{2T_u}{b_0 a} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u^{max} \leq \frac{0,8 f_{c28} \times b_0 \times a}{2 \times \gamma_b} \text{ Avec } a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 19,918 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-3} \times 120 \times 0,9 \times 180}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 19,918 \text{ KN} < \frac{0,8 f_{c28} \times b_0 \times a}{2 \times \gamma_b} = 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### E. Vérification de la condition moyenne sur appuis intermédiaires ( Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{0,9db_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{19,918 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 1,02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,66$$

$$\sigma_{bc}^{max} = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### F. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su}$ : Contrainte d'adhérence  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1,5$  pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $(0,4 \times L_s)$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Nous adopterons des crochets à  $45^\circ$  avec une longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

### 2.4 Vérifications à l'ELS :

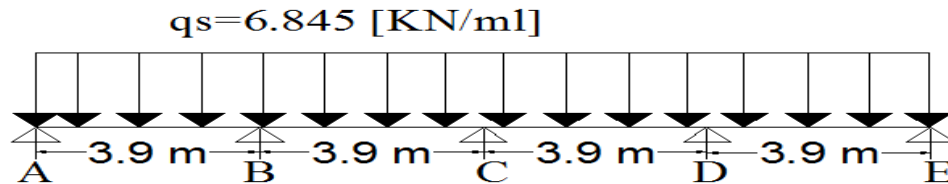
Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- ✓ Etat limite d'ouvertures des fissures
- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression
- ✓ Etat limite de déformation

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans notre cas,

pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{l'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,728 \text{ kN/ml} \\ \text{l'ELS : } q_s = G + Q = 6,845 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = 0,703$$



**Figure III.22 :** Schéma statique des poutrelles à l'ELS

⇒ Les valeurs des efforts internes sont données sous forme des tableaux suivants :

✓ **Moments en travée à l'ELS**

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0,703$$

**Tableau III.13 :** Résumé les valeurs en travées à l'ELS

Travée	AB	BC	CD	DE
$M_{tu}(\text{KN.m})$	13,686	12,761	12,761	13,686
$M_{ts}(\text{KN.m})$	9,62	8,97	8,97	9,62

✓ **Moments aux appuis à l'ELS**

$$M_{as} = M_{au} \times 0,703$$

**Tableau III.14 :** Résumé les valeurs aux appuis à l'ELS

Appuis	A	B	C	D	E
$M_{au}(\text{KN.m})$	5,548	9,247	7,398	9,247	5,548
$M_{as}(\text{KN.m})$	3,90	6,50	5,20	6,50	3,90

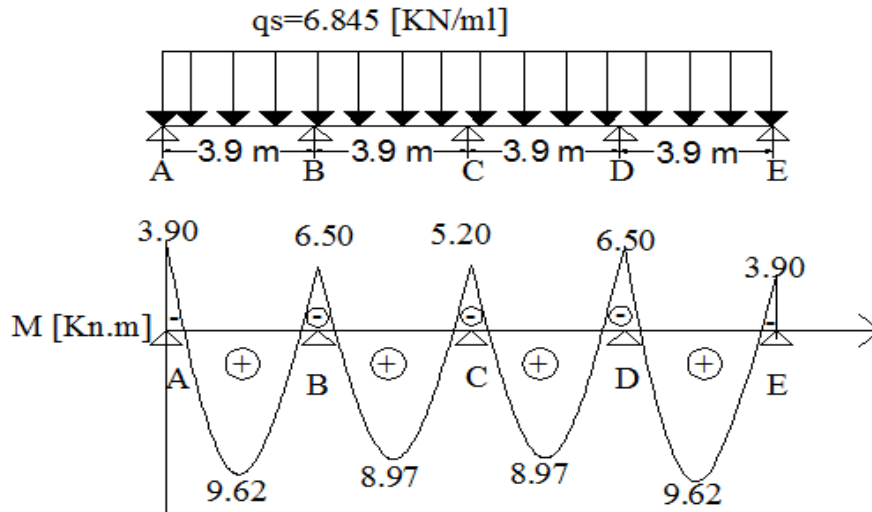


Fig. III.23 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

## ✓ Calcul des efforts tranchants

$$T_{ws} = T_w \times 0.703$$

$$T_{es} = T_e \times 0.703$$

Tableau III.15 : Résumé des efforts tranchants à l'ELS

Travée	ELS			
	$T_w$ (KN)	$T_{ws}$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_{es}$ (KN)
AB	19,918	14,002	-18,02	12,668
BC	18,495	13,001	-19,443	13,668
CD	19,443	13,668	-18,495	13,001
DE	18,02	12,668	-19,918	14,002

Moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_{ts}^{max} = 13,686 \times 0,703 = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{max} = 9,247 \times 0,703 = 6,50 \text{ KN.m}$$

**A. Etat limite de la compression du béton (Art A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99) :**

$\beta_1, k_1$  : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$  puis égale :  $\rho = 100A_{st}/b_0d$

• **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est:  $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,837; K_1 = 15,67.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 \times d \times A} = \frac{9.62 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 188,355 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{188.355}{15.67} = 12,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0.858; K_1 = 20,21$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 \times d \times A} = \frac{6.50 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 186,228 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{186.228}{20.21} = 9,214 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

**B. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :**

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

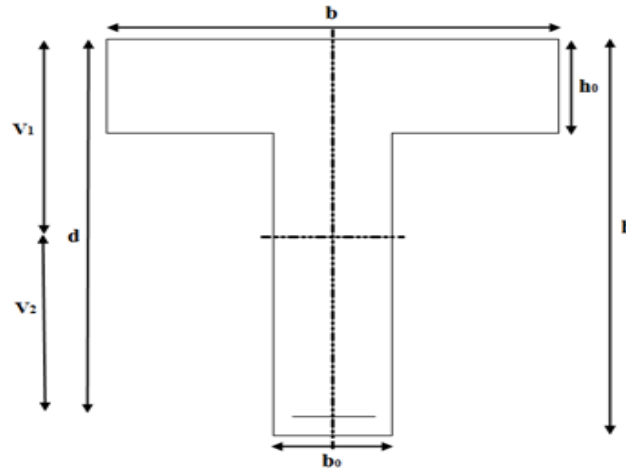
$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,051 > \frac{13,686}{15 \times 18,495} = 0,049 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,051 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

**C. Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifier 99 :**



**Figure III.24:** Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que :  $f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$

Avec :

$\bar{f}$  : la flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée;  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

$I_{fv}$  est donné par la formule suivante :  $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$\rho$  : rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure :  $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho}$$

- Calcul des paramètres :

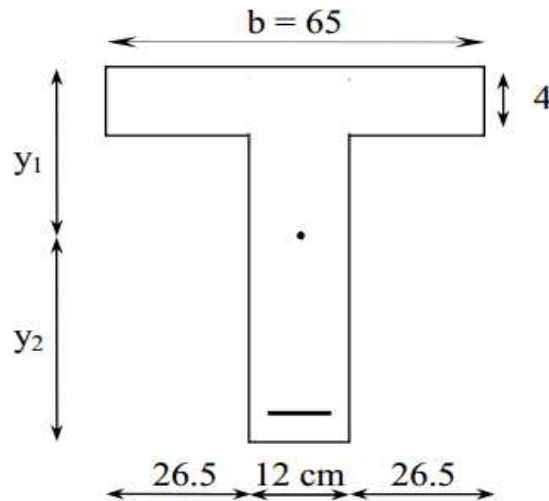
✓ La position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18)$$

$$= 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,436 = 12,563 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,44^3 + 12,56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7,44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3,39 \times (12,56-2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 348 + 2,1} ; 0 \right) = 0,846$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0157} = 1,047$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 0,4 \times 0,846 \times 1,047} = 17706,37 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.62 \times (390)^2 \times 10^3}{10 \times 10818.865 \times 17706.37} = 0,76 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm} \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- Armatures longitudinales :
  - En travée : **3HA 12 = 3,39cm<sup>2</sup>.**
  - Aux appuis : **2HA12= 1,13cm<sup>2</sup>.**
- Les armatures transversales :
  - Etrier : **2HA8 = 1,00 cm<sup>2</sup>**



**III.3) Plancher dalle pleine:**

On a un plancher en dalle pleine qui repose sur deux appuis, travaille dans les deux sens ( $l_x$  et  $l_y$ ) d'une épaisseur de 20 cm.

$$\begin{aligned} L_x &= 2,2\text{m.} \\ L_y &= 3,35\text{m.} \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{l_x}{l_y} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

Avec une surface  $S=7,04 \text{ m}^2$

**3.1. Détermination des charges et surcharges :****➤ Charges permanentes:**

Poids propre revenant à la dalle pleine :  $G = 7,88 \text{ KN/m}^2$ .

**➤ Surcharge d'exploitation : (données par le DTR)**

Surcharge revenant à la dalle pleine :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

**➤ Les combinaisons de charges :****• ELU :**

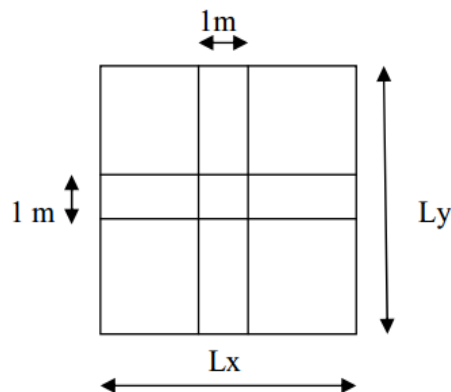
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 7,88 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 15,88 \text{ KN / ml}$$

**• ELS :**

$$q_s = G + Q = (7,88 + 3,5) \times 1 = 11,38 \text{ KN / ml}$$

**3.2. Moments dus au poids propre de la dalle pleine**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



$$\Rightarrow \text{Sens } l_x : M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$\Rightarrow$  (Pratique du BAEL 91, p. 353)

$$\Rightarrow \text{Sens } l_y : M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Où :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du

rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , donc :

$$\text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0,65 :$$

à l'ELU  $\nu = 0 \rightarrow : \mu_x = 0,0746$  et  $\mu_y = 0,369$

à l'ELS  $\nu = 0.2 \rightarrow : \mu_x = 0,0801$  et  $\mu_y = 0,530$

**$\Rightarrow$ À l'ELU**

$$M_{xU} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0746 \times 15,88 \times 2,2^2 = 5,73 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yU} = \mu_y \cdot M_{xU} = 0,369 \times 5,73 = 2,11 \text{ kN.m.}$$

**$\Rightarrow$ À l'ELS**

$$M_{xS} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0801 \times 11,38 \times 2,2^2 = 4,41 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yS} = \mu_y \cdot M_{xS} = 0,530 \times 4,41 = 2,33 \text{ kN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.75)** en travée et **(0.5)** aux appuis.

**$\Rightarrow$ À l'ELU**

**En travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times 5,73 = 4,297 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0,75 \times 2,11 = 1,582 \text{ kN.m.}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,5 \times 5,73 = -2,865 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0,5 \times 2,11 = -1,055 \text{ kN.m.}$$

**$\Rightarrow$ À l'ELS**

**En travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times 4,41 = 3,307 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0,75 \times 2,33 = 1,747 \text{ kN.m.}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,5 \times 4,41 = -2,205 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0,5 \times 2,33 = -1,165 \text{ kN.m.}$$

### **3.3. Calcul des armatures :**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

$b=100 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$  ;  $c=2 \text{ cm}$  ;  $d=20-2=18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u \times 10^6}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{M_u \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2}$$

À partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{M \times 10^3}{\beta \times 18 \times 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 :** Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle.

Zone	Sens	$M_u$ [kN.m]	$\mu$	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]		S <sub>t</sub> [cm]
En travée	x-x	4,297	0,009	0,9955	0,689	4HA 8	2,01	20
	y-y	1,582	0,003	0,9985	0,252	4HA 8	2,01	20
Aux appuis	x-x	-2,865	0,006	0,997	0,458	4HA 8	2,01	20
	y-y	-1,055	0,002	0,999	0,168	4HA 8	2,01	20

### 3.4. Vérifications à l'ELU :

#### A. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

**Avec :**

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $\rho_0 = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

**⇒ Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.65}{2} \times (100 \times 18) \Rightarrow A_{x,\min} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**⇒ Sens y-y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 18) \Rightarrow A_{y,\min} = 1,44 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**B. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2.1)**

D'après le BAEL, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**C. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

**Direction la plus sollicitée (x-x) :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

**Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

$\Rightarrow$  Conditions vérifiées

**D. Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 211)**

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

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{15.88 \times 2.2}{2} = 17.468 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17.468 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.097 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.097 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3.5. Vérifications à l'ELS :****1. Etat limite de compression du béton :**

$\Rightarrow$  Sens x-x  
En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,111$$

$\beta_1$  et  $K_1$  sont tirées à partir des abaques, pour  $\rho = 0,111$  :  $\beta_1 = 0,944$  ;  $K_1 = 74,29$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{3.307 \times 10^6}{0.944 \times 180 \times 2,01 \times 10^2} = 96,826 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{96,826}{74,29} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Sur appuis :**  $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,111$

A partir des abaques pour  $\rho = 0,111$  :  $\beta_1 = 0,944$  ;  $K_1 = 74,29$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{2,205 \times 10^6}{0,944 \times 180 \times 2,01 \times 10^2} = 64,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{64,56}{74,29} = 0,869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,869 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**$\Rightarrow$ Sens y-y :**

**En travée :**  $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,111$

A partir des abaques pour  $\rho = 0,111$  :  $\beta_1 = 0,944$  ;  $K_1 = 74,29$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{1,582 \times 10^6}{0,944 \times 180 \times 2,01 \times 10^2} = 46,319 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46,319}{74,29} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Sur appuis :**  $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,111$

A partir des abaques pour  $\rho = 0,111$  :  $\beta_1 = 0,944$  ;  $K_1 = 74,29$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{1,165 \times 10^6}{0,944 \times 180 \times 2,01 \times 10^2} = 34,110 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{34,11}{74,29} = 0,459 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,459 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

## **2. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

## **3. Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{20}{220} = 0,090 > 0,0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$
- $\frac{h}{L_x} = \frac{20}{220} = 0,090 > \frac{M_{tx}}{10M_x} = \frac{3,307}{10 \times 4,41} = 0,074 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$
- $\rho_x = \frac{A_x}{b.d} = \frac{2,01}{100 \times 18} = 0,0011 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,010 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

## **Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour le plancher en dalle pleine est le suivant :

**$\Rightarrow$ Sens x-x**

**En travée :** 4HA 8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub>= 20 cm).

**Aux appuis :** 4HA 8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub>= 20 cm).

**$\Rightarrow$ Sens y-y**

**En travée :** 4HA 8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub>= 20 cm).

**Aux appuis :** 4HA 8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub>= 20 cm)

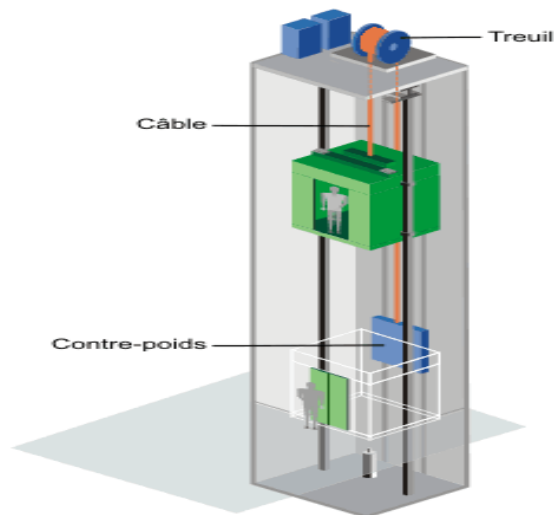
### III.4. La salle machine:

#### 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  $(2.30 \times 1.40) \text{ m}^2$  appuyée sur son pourtour (3 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un carré (UxV) engendré par le système de levage.

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 10 tonnes (100 kN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à  $V = (1 \text{ m/s})$ .



**Figure III.27 : Schéma d'un ascenseur**

#### **4.1 Dimensionnement :**

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$l_x = 1,40\text{m} \quad l_y = 2,30\text{m}$$

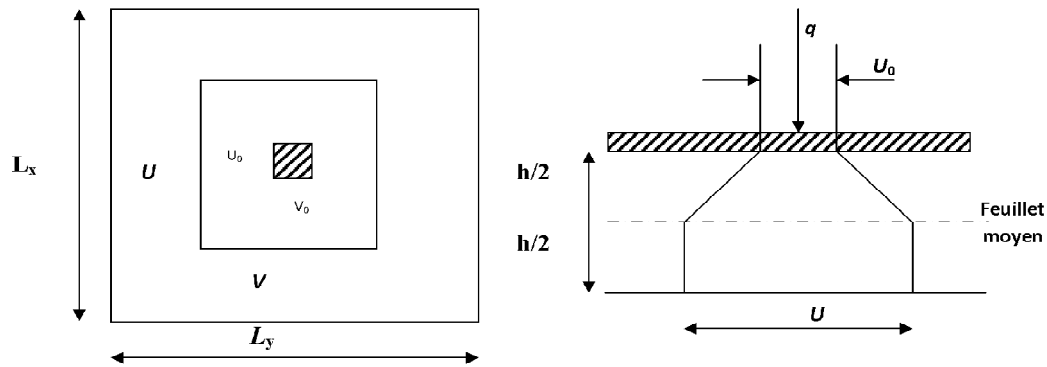


Figure III.28 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

- **Pré-dimensionnement :**

$$L_x/30 \leq h_t \leq L_x/15 \rightarrow 175/30 \leq h_t \leq 175/15$$

$$\text{D'où : } 5,83 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,66 \text{ cm}$$

⇒ Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t=12 \text{ cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t=15 \text{ cm}$ .

$$\text{On a } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,75}{2,30} = 0,760 > 0,4 \Leftrightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens.}$$

#### 4.2) Détermination des sollicitations :

##### Hypothèse :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

**1-** Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{-Dans sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2} \text{ et } \mu_y = M_y / M_x$$

**2-** Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$$M_x = p(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p(\nu M_1 + M_2)$$

**Avec :** ( $M_1$  et  $M_2$ ) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

$P$  : intensité de la charge concentrée.

$\nu$  : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :



$\nu = 0$  à l'ELU ;  $\nu = 0,2$  à l'ELS

### A. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact :**

On a: 
$$\begin{cases} U = a + 2\xi e_0 + h_t \\ V = b + 2\xi e_0 + h_t \end{cases}$$

Où :

$\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  pour un revêtement moins résistant.

Dans notre cas : 
$$\begin{cases} U = a + 2e_0 + h_t \\ V = b + 2e_0 + h_t \end{cases}$$

Avec:  $\xi = 1$  car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$  étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15\text{cm}$  épaisseur de la dalle.

$a = b = 80\text{ cm}$  : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 0.74$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{140} = 0.75 \Rightarrow \text{Après interpolation : } M_1 = 0.095 ; M_2 = 0.057$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{230} = 0.456$$

Donc :

#### À l'ELU ( $\nu = 0$ )

$$M_{xU} = 1,35. P(M_1) = 1,35 \times 100 \times 0,095 = 12,825\text{ kN.m.}$$

$$M_{yU} = 1,35. P(M_2) = 1,35 \times 100 \times 0,057 = 7,695\text{ kN.m.}$$

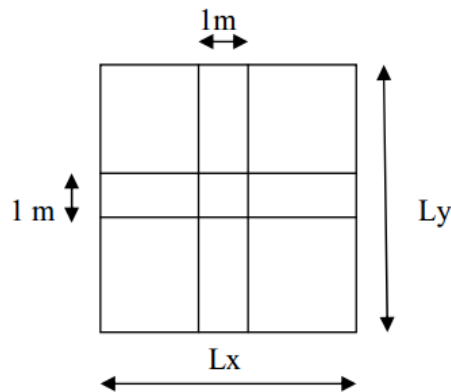
**À l'ELS ( $\nu = 0,2$ )**

$$M_{xS} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 100 \times (0,095 + 0,2 \times 0,057) = 10,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{yS} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 100 \times (0,057 + 0,2 \times 0,095) = 7,6 \text{ kN.m}$$

**B. Moments dus au poids propre de la dalle pleine**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



$$\Rightarrow \text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$\Rightarrow$  (Pratique du BAEL 91, p. 353)

$$\Rightarrow \text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Où :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , donc :

$$\text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0,76 :$$

$$\text{à l'ELU } \nu = 0 \rightarrow : \mu_x = 0,0634 \text{ et } \mu_y = 0,494$$

$$\text{à l'ELS } \nu = 0,2 \rightarrow : \mu_x = 0,0696 \text{ et } \mu_y = 0,622$$

Poids propre de la dalle pleine:  $G = (25 \times 0,15) = 3,75 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

$\Rightarrow$  À l'ELU

$$M_{xU'} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0,0634 \times (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1,75^2 = 0,815 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yU'} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,494 \times 0,815 = 0,402 \text{ kN.m.}$$

$\Rightarrow$  À l'ELS

$$M_{xS'} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0,0696 \times (3,75 + 1) \times 1,75^2 = 0,647 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yS'} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,622 \times 0,647 = 0,402 \text{ kN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

⇒À l'ELU

$$M_x = M_{xU} + M_{xU'} = 12,825 + 0,815 = 13,64 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yU} + M_{yU'} = 7,695 + 0,402 = 8,097 \text{ kN.m.}$$

⇒À l'ELS

$$M_x = M_{xS} + M_{xS'} = 10,64 + 0,647 = 11,287 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yS} + M_{yS'} = 7,6 + 0,402 = 8,002 \text{ kN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

⇒À l'ELU

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 13,64 = 11,594 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,097 = 6,882 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 13,64 = -4,092 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 8,097 = -2,429 \text{ kN.m.}$$

⇒À l'ELS

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 11,287 = 9,593 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,002 = 6,801 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 11,287 = -3,386 \text{ kN.m.}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 8,002 = -2,400 \text{ kN.m.}$$

## B. Calcul des armatures :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

b=100 cm ; h=15 cm ; c=2 cm ; d=15-2=13 cm

$$\mu = \frac{M_u \times 10^6}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{M_u \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2}$$

À partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{M \times 10^3}{\beta \times 13 \times 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	$M_u$ [kN.m]	$\mu$	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]		S <sub>t</sub> [cm]
En travée	x-x	11.594	0.048	0.975	2.628	4HA 10	3.14	25
	y-y	6.882	0.028	0.986	1.542	4HA 10	3.14	25
Aux appuis	x-x	-4.092	0.018	0.991	0.912	4HA10	3.14	25
	y-y	-2.429	0.010	0.995	0.539	4HA10	3.14	25

### C. Vérifications à l'ELU :

#### A. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

**Avec :**

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $\rho_0 = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

**⇒ Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0,0008 \times \frac{3 - 0.760}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x.min} = 1,435 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x.min} = 1,435 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**⇒ Sens y-y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0,0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y.min} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{y.min} = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**B. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2.1)**

D'après le BAEL, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**C. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2. 42)**

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

**Direction la plus sollicitée (x-x) :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

**Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

$\Rightarrow$  Conditions vérifiées

**D. Poinçonnement (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2. 42)**

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle,

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN.}$$

$$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$Q_u = 135 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN} \Rightarrow$  La condition est vérifiée  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas requises.

**E. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.5.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

$$\Rightarrow \text{Au milieu de U : } V_u = \frac{P}{2U+V} \text{ Avec : } p = 1.35G = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN}$$

$$V_U = \frac{135}{2 \times 0.8 + 0.8} = 56,25 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow \text{Au milieu de V : } V_V = \frac{P}{3U}$$

$$V_V = \frac{135}{3 \times 0.8} = 56,25 \text{ kN.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{56.25 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,43 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

#### 4.4. Vérifications à l'ELS :

##### A. Etat limite de compression du béton :

$\Rightarrow$  Sens x-x

En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$\beta_1$  et  $K_1$  sont tirée a partir des abaques, pour  $\rho = 0,242$  :  $\beta_1 = 0,921$  ;  $K_1 = 48,69$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9,593 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 255,165 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{255,165}{48,69} = 5,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Sur appuis : } \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

A partir des abaques pour  $\rho = 0,241$  :  $\beta_1 = 0,921$  ;  $K_1 = 48,69$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{3,386 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 90,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{90,06}{48,69} = 1,84 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,84 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Sens y-y :

$$\text{En travée } \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

A partir des abaques, pour  $\rho = 0,241$  :  $\beta_1 = 0,921$  ;  $K_1 = 48,69$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{6,801 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 180,90 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{180,90}{48,69} = 3,715 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,715 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Sur appuis } \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242$$

A partir des abaques, pour  $\rho = 0,241$  :  $\beta_1 = 0,921$  ;  $K_1 = 48,69$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{2,40 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 63,837 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{63,837}{48,69} = 1,311 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,311 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### **B. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

#### **C. Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

**D'où :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{9.593}{20 \times 11.287} = 0,042 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**Conclusion :**

Les conditions précédentes étant vérifiées donc la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suite :

**⇒Sens x-x**

**En travée :**  $4HA\ 10/ml = 3,14\ cm^2$  ( $S_t = 25\ cm$ ).

**Aux appuis :**  $4HA\ 10/ml = 3,14\ cm^2$  ( $S_t = 25\ cm$ ).

**⇒Sens y-y**

**En travée :**  $4HA\ 10/ml = 3,14\ cm^2$  ( $S_t = 25\ cm$ ).

**Aux appuis :**  $4HA\ 10/ml = 3,14\ cm^2$  ( $S_t = 25\ cm$ )



### III-5. Les balcons :

#### Introduction :

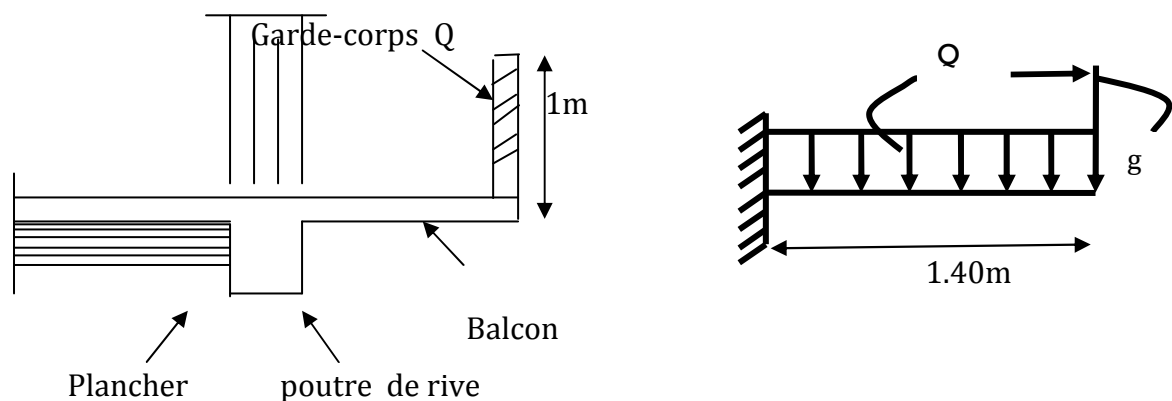
Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes  $G$ , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations  $Q$  ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur  $L = 1.40 \text{ m}$  ;
- un garde de corps de hauteur  $h=1\text{m}$  en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

Avec :

$Q$  : surcharge du garde-corps

$g$  : charge permanente du garde-corps



**Figure III.30 :** Coupe transversale d'un balcon.

#### 5.1. Etude de la dalle pleine :

##### a. Dimensionnement :

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante :  $e \geq L_0 / 10$

Tel que

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓  $L_0$  : portée libre,
- ✓  $L_0 = 1,40 \text{ m}$
- ✓  $e \geq 1,40/10 = 0,140\text{m} \longrightarrow e=15 \text{ cm}$

##### b. Détermination des sollicitations :

##### - Charge permanente :

Charge  $G$  due à la dalle pleine  $G=5,29 \text{ KN/m}^2$  (déterminé dans le chapitre II).

Poids propre du balcon :  $G=5,29 \times 1= 5,29\text{kN} / \text{ml}$ .

Poids du garde-corps :  $g = 1,62 \times 1= 1,62 \text{ kN} / \text{ml}$ .

### -Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation :  $Q= 3,5 \times 1 =3,5\text{kN} / \text{ml}$ .

### c. Combinaisons des charges :

#### A l'ELU :

Charge uniforme :  $q_{u1}= 1,35G + 1,5Q=1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5= 12,39\text{kN} / \text{ml}$

Charge concentrée :  $q_{u2}= 1,35 \times 1,62 \times 1= 2,187\text{kN}$

#### A l'ELS :

Charge uniforme :  $q_{s1}= G + Q =5,29 + 3,5=8,79\text{kN} / \text{ml}$

Charge concentrée :  $q_{s2}= 1,62 \text{ kN}$

### 5.2. Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

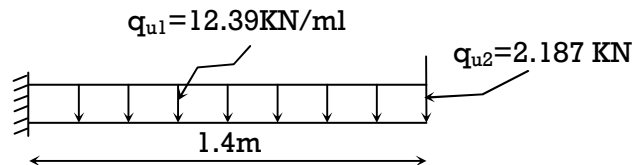


Figure III.31 : Schéma statique de calcul de balcon à l'ELU

### Calcul des efforts internes :

#### a. Calcul de moment fléchissant :

-le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.39 \times 1.40^2}{2} = 12.14 \text{ kN.m}$$

-le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  est :

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 2.187 \times 1.40 = 3.06 \text{ kN.m}$$

le moment total est :  $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 12.14 + 3.06 = 15.2 \text{ kN.m}$

**Mu=15.2kN.m**

#### b. Calcul de l'effort tranchant :

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u1}$

$$T_{qu1} = q_{u1} l = 12,39 \times 1,4 = 17,34\text{kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u2}$

$$T_{qu2} = q_{u2} = 2,187 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 17,34 + 2,187 = 19,527 \text{ kN}$$

$$T_u = 19,527 \text{ kN}$$

### 5.2.1 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.

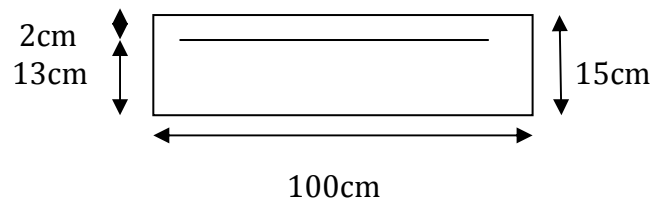


Fig III.32: Schéma statique de calcul d'une bande de 1m

- **Armatures principales :**

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,2 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,2 \times 10^6}{0,967 \times 130 \times 348} = 347,45 \text{ mm}^2 = 3,47 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### 5.2.2. Vérification à l'ELU :

#### A) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2. 1/BAEL 91):

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91):**

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

Avec  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{19.52 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**C) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art 6.1, 3/BAEL 91):**

On doit vérifier :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.52 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**D) Vérification de l'écartement des barres : (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42) :**

Pour des charges concentrées :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**E) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91 / Art 6.1, 221)**

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

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$L_s$  dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$ . D'où :  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

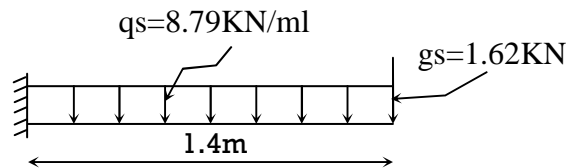
**5.3. Calcul à l'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8,79 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1,62 \text{ kN}$$



**Figure III.33:** Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS

**Calcul des efforts internes :**

Le moment :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left( \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left( \frac{8,79 \times 1,40^2}{2} + 1,62 \times 1,4 \right)$$

$$= 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,88 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8,79 \times 1,4 + 1,62 = 13,926 \text{ kN}$$

$$V_s = 13,926 \text{ KN}$$

#### 5.4. Vérification à l'ELS :

**A) Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5. 2/ BAEL 91) :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \rightarrow \beta = 0,9085 \rightarrow K_1 = 39,65$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10,88 \times 10^6}{0,9085 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 203,80 \text{ MPa}$$

$$203,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203,80}{39,65} = 5,13 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5, 32/ BAEL 91 modifier 99) :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**C) Etat limite de déformation (Art B.5.6, 3 BAEL 91 modifier 99) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > 0,0625$  ..... condition vérifiée
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{10.88}{10 \times 10.88} = 0,1$  .....condition vérifiée
- 3)  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$  .....condition vérifiée

**Remarque :**

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

**CONCLUSION :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

- Armature principales : 4HA12
- Armature de répartition : 4HA10

### III.6. La poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### 6.1. Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur  $h_t$ :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

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

Sachant que  $L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{365}{15} = 24,33 \text{ cm}; \quad \frac{L}{10} = \frac{365}{10} = 36,5 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $24,33 \leq h_t \leq 36,5 \Rightarrow$  On prend:  **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

$$0,7 h_t = 24,5 \text{ cm}$$

#### 6.2. Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1).

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

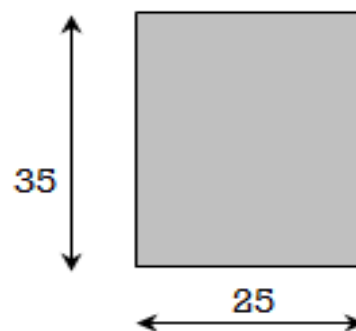


Fig. III.35 : Dimensions de la poutre chaînage

**REMARQUE :**

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

**6.3. Evaluation des charges et surcharges :**➤ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,187 \text{ KN / ml.}$
- Poids propre du mur extérieur :  $G_{\text{mur}} = 2,81 \times 2,36 = 6,631 \text{ KN / ml.}$
- Poids du plancher :  $G_{\text{plancher}} = 5,53 \times \frac{0,65}{2} = 1,797 \text{ KN / ml.}$

$$G_t = 10,615 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

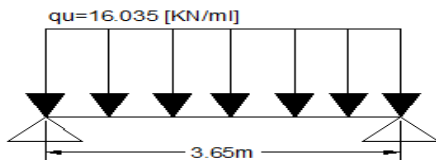
$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,137 \text{ KN/ml}$$

**6.4. Combinaisons des charges :**

- **ELU** :  $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,615 + 1,5 \times 1,137 = 16,035 \text{ KN/ml.}$
- **ELS** :  $q_s = G + Q = 10,615 + 1,137 = 11,752 \text{ KN/ml.}$

**6.5. Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.



**Fig. III.36 :** Schéma statique de calcul d'une poutre de chaînage à l'ELU.

**6.6. Calcul des efforts internes :****ELU**

- Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{16,035 \times 3,65^2}{8} = 26,70 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 26,70 = 22,695 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 26,70 = -8,01 \text{ KN.m}$$



Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{16.035 \times 3.65}{2} = 29,26 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = -16,035x + 29,26 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(x) = 29,267 \text{ KN.} \\ x = 3,65 \text{ m} \Rightarrow T(x) = -29,267 \text{ KN.} \end{cases}$$

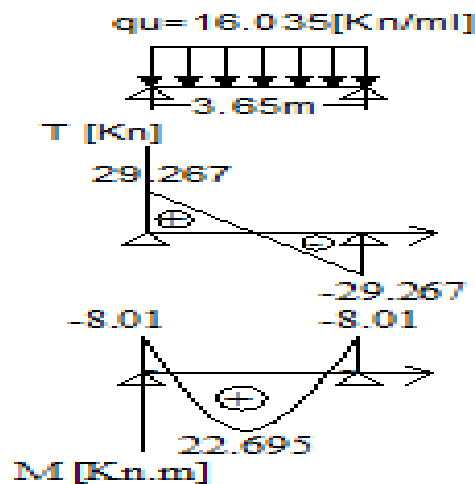


Fig. III.37 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

**a) Calcul des armatures longitudinales :**

b = 25 cm. c = 2 cm, d = 33 cm.

• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.695 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,058$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{22.695 \times 10^3}{0,970 \times 33 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,01 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,020$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{8,01 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 0,70 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>

### 6.7. Vérification à l'ELU:

#### **A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2) \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

#### **B) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 29.267 \text{ kN.}$$

#### **C) Calcul de contrainte de cisaillement admissible :**

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

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

**D) Calcul de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{29.267 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.354 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$  ..... **Condition vérifiée**, pas de risque de cisaillement.

**E) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$\frac{2T_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u^{\max} \leq \frac{0.8f_{c28} \times b \times a}{2 \times \gamma_b} \text{ Avec } a=0,9d=0,9 \times 33=29,7 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 29,267 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-3} \times 250 \times 0,9 \times 330}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 29,267 \text{ KN} < \frac{0.8f_{c28} \times b_0 \times a}{2 \times \gamma_b} = 495 \text{ KN} \text{ .....condition vérifiée.}$$

**2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) :**

$$A_u = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 29.267 + \frac{-8.01}{0,9 \times 0,33} \right) = 0.006 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

**(Condition vérifiée)**

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**F) Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1,**

**3):**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \overline{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$\sum U_i = n\phi\pi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,267 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 0,871 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,871 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**G) Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2):**

$$A_t = \min\left(\frac{h_t}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

$$A_t = \min\left(\frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10}\right) = 1 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec  $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 33 ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 29,7 \text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

**H) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22):**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,14 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(8,75 ; 24,12)$$

Soit  $S_t = 8\text{cm}$

• **En zone courante (travée) :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

• **Quantité d'armatures transversales minimales (RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

**6.8. Vérification à l'ELS :**

**Calcul à l'ELS :**  $q_s = 11.752 \text{ KN/m}$

**1) Calcul des efforts :****a) Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11.752 \times \frac{3.65}{2} = 21.447 \text{ KN}$$

**b) Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11.752 \times \frac{3.65^2}{8} = 19.57 \text{ KN.m}$$

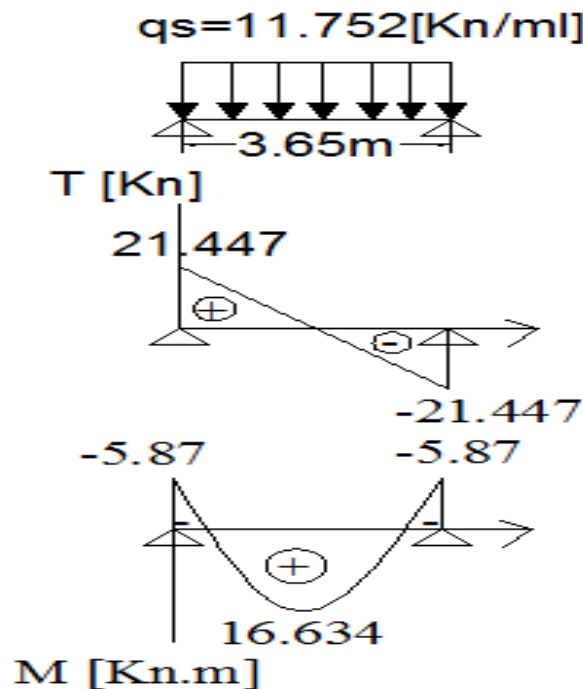
En tenant compte de semi encastrement :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times 19.57 = -5.871 \text{ KN.m}$

**En travée:**  $M_t = 0,85 \times 19.57 = 16.634 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants :

$$T(x) = -11.752 x + 21.447 \quad \text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(x) = 21.447 \text{ KN.} \\ x = 3.65 \text{ m} \Rightarrow T(x) = -21.447 \text{ KN.} \end{cases}$$



**Fig. III.38 :** Diagramme des efforts internes à L'ELS.

**A) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 / Art. A.4.5. 2) :**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Aux appuis :

$M_a = -4,518 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 33} = 0,284$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,916$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,87 \times 10^6}{0,916 \times 330 \times 235} = 82,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{82,63}{44,52} = 1,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$M_s = 16,634 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,901$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16,634 \times 10^6}{0,901 \times 330 \times 339} = 165,028 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{165,028}{35,5} = 4,648 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**B) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5. 33]:**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 165,028 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**C) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5. 2]:**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{365} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,095 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16.634}{10 \times 19.56} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

### **CONCLUSION :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

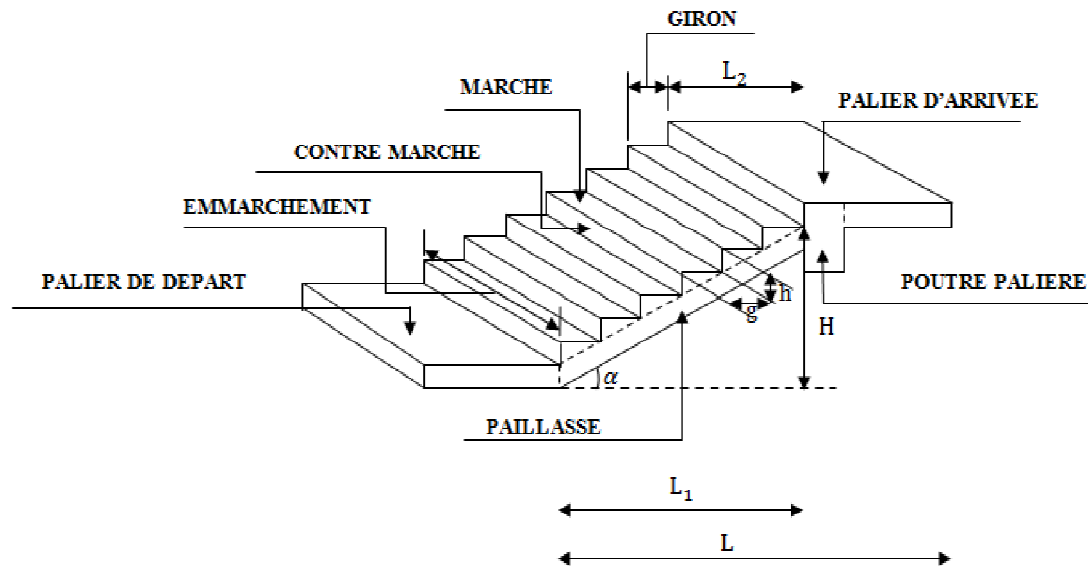
**En travée : 3HA12**

**Aux appuis : 3HA10**

### III.7. Escalier

#### 7.1. Définition:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges. On trouve un seul type d'escalier dans notre projet ; escalier à deux volées et un palier intermédiaire.



**Figure III.40:** Constituant d'un escalier.

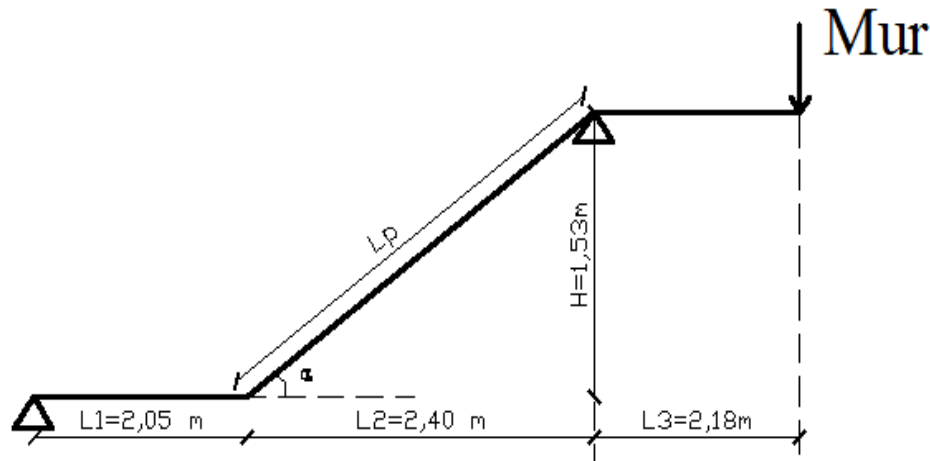
- h : Hauteur de la contre marche.
- g : Longueur de la marche.
- H : Hauteur de la volée.
- L<sub>1</sub> : Longueur de la volée.

#### 7.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

**La formule de BLONDEL :**  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$



**A. Escalier d'étages courants :**• **1<sup>er</sup> type d'escalier (palier-volée-palier):****Figure III.41 :** Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier d'étages courants.**a) Hauteur des contres marches**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ;$$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contres marches :**

$$n = H/h = 153/17 = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contres marches}$$

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**d) calcul du giron :  $25 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$** 

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}.$$

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}.$   $\Rightarrow$  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**f) Dimensionnement de la paillasse :**

- Angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- La longueur de la paillasse ( $L_p$ ) :

$$L_p = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2,84 \Rightarrow L_p = 2,84 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse "ep"

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

$L_0$  : portée entre nus d'appuis

$$L_0 = L_1 + L_p + L_3 = 2,05 + 2,84 + 2,18 = 7,07m$$

$$23,16 \leq ep \leq 35,35 \Rightarrow \text{On prend } ep = 25cm$$

**g) Détermination des charges et surcharges :**

**a) Charges permanente**

**a.1. La volée :**

**Tableau III.18 :** Détermination du poids propre du la volée (1<sup>er</sup> type d'escalier d'étages courants)

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>1. Poids propre de la paillasse</b>	$\frac{1 \times 0.25}{\cos(32.52)}$	25	7.25
<b>2. Poids propre des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
<b>3. Carrelage horizontal</b>	0.01	20	0.20
<b>4. Mortier de pose horizontal</b>	0.02	22	0.44
<b>5. Carrelage vertical</b>	0.01	20	0.20
<b>6. Mortier de pose vertical</b>	0.02	22	0.44
<b>7. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>8. Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b>9. Garde-corps</b>	-	-	0.20
$\sum Gi = G_{volée} =$			<b>11.41</b>

**a.2. Le palier :**

**Tableau III.19 :** Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>1. Poids propre du palier</b>	0.25	25	6.25
<b>2. Revêtement en carrelage</b>	0.01	20	0.20
<b>3. Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>4. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36

5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$			7.45

**b) Surcharge d'exploitation**

D'après le DTR B.C. 2.2, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5kN/ml.$$

**c) Charge de mur extérieur :**

$$F = G (H - e) = 2,36 (1,53 - 0,25) = 3,02kN/ml$$

Avec **G** : poids volumique de mur extérieur.

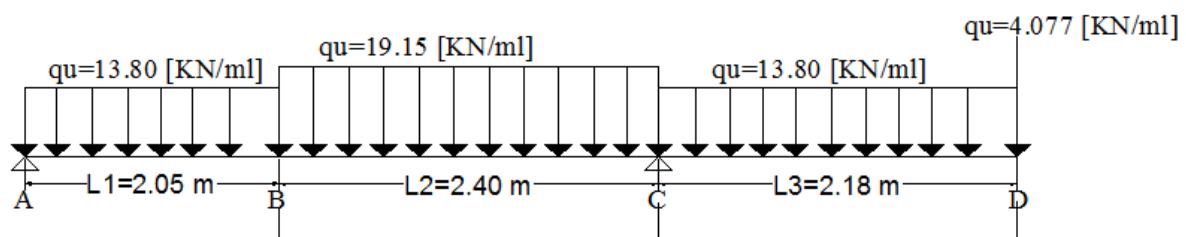
**H** : hauteur du mur.

**e** : épaisseur du palier

**h) Calcul des efforts internes**➤ **Combinaisons de charges**

**Tableau III.20** : Calcul des sollicitations

	E.L.U(KN /ml)	E.L.S(KN /ml)
	1.35 G + 1,5 Q	G + Q
<b>Volée</b>	19,15	13,91
<b>Palier</b>	13,80	9,95
<b>Mur extérieure</b>	4,077	3,02

➤ **Calcul à l'ELU**

**Figure III.42**: Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU.

**Détermination des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_C = 13,80 (2,05) + 19,15(2,40) + 13,80 (2,18) + 4,077$$

$$\Rightarrow R_A + R_C = 108,411 \text{ KN}$$

$$\sum M/C = 0 \Rightarrow 4,45 \times R_A - 13,80 \times \left(\frac{2,05}{2} + 2,4\right) - 19,15 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 13,80 \times 2,18 \left(\frac{2,18^2}{2}\right) + 4,077 \times 2,18 = 0 \Rightarrow R_A \times 4,45 = 28,565 \text{ KN.}$$

$$R_A = 6,42 \text{ KN}$$

D'où :  $R_C = 108,411 - 6,42 = 101,991 \text{ KN}$ .

### Finalement

$R_A = 6,42 \text{ KN}$ .

$R_C = 101,991 \text{ KN}$ .

### Calcul des efforts internes :

Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 2,05 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - 13,80 x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 6,42 \text{ KN} \\ X=2,05 \Rightarrow T(2,05) = -21,87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 6,42 x - 13,80 \left( \frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=2,05 \Rightarrow M(2,05) = -15,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $2,05 \leq x \leq 4,45 \text{ m}$

$$T(x) = 6,42 - 13,80(2,05) - 19,15(x - 2,05) \Rightarrow \begin{cases} X=2,05 \Rightarrow T(2,05) = -21,87 \text{ KN} \\ X=4,45 \Rightarrow T(4,45) = -67,59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 6,42 x - 13,80(2,05)\left(x - \frac{2,05}{2}\right) - 19,15 \frac{(x-2,05)^2}{2} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} X=2,05 \Rightarrow M(2,05) = -15,83 \text{ KN.m} \\ X=4,45 \Rightarrow M(4,45) = -123,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3:  $0 \leq X \leq 2,18 \text{ m}$

$$T(x) = 4,077 + 13,80 x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 4,077 \text{ KN} \\ X=2,18 \Rightarrow T(2,18) = 34,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4,077 (x) - 13,80 \left( \frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=2,18 \Rightarrow M(2,18) = -41,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.21:** Tableau récapitulatif des efforts.

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 2,05$	0	6,42	0

	2,05	-21,87	- 15,83
$2,05 \leq x \leq 4,45$	2,05	-21,87	-15,83
	4,45	-67,59	-123,47
$0 \leq x \leq 2,18$	0	4,077	0
	2,18	34,16	-41,68

### Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$T_y = 6,42 - 13,80 x = 0 \Rightarrow x = \frac{6,42}{13,80} = 0,46 \text{ m}$$

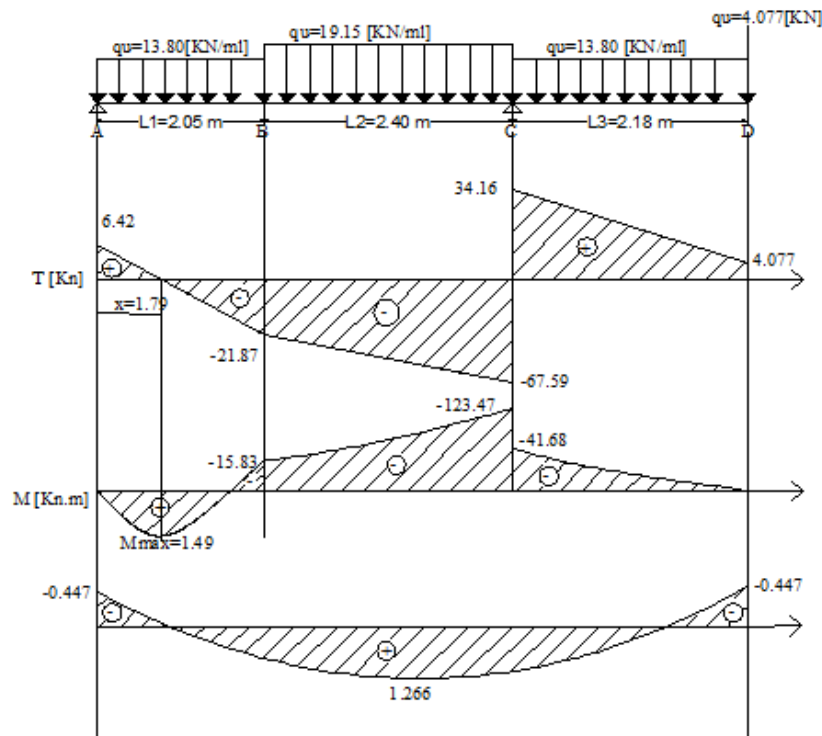
En remplaçant la valeur de  $x$  dans l'équation de  $M$ .

$$M_z = 6,42 x - 13,80 \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_{z_{max}} (0,46) = 1,49 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

**En travée :**  $M_{max}^t = 0,85 M_{z_{max}} = 1,266 \text{ KN.m}$ .

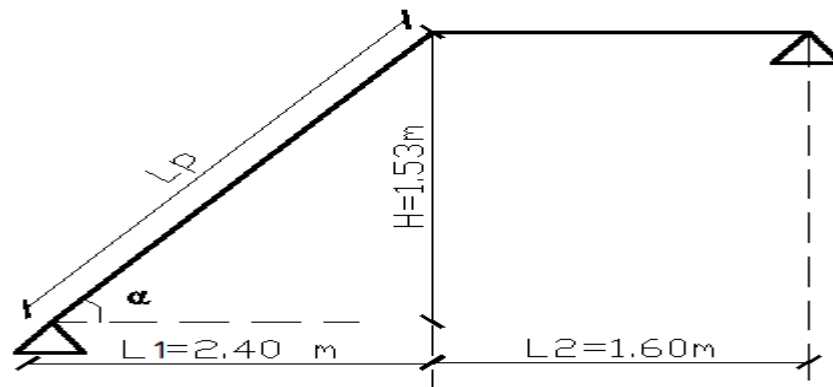
**Aux appuis :**  $M_{max}^a = -0,3 M_{z_{max}} = -0,447 \text{ KN.m}$



**Figure III.43 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

(1<sup>ème</sup> type d'escalier d'étages courants)

• **2<sup>ème</sup> type d'escalier : (volée-palier)**



**Figure III.44** : Schéma du 2<sup>ème</sup> type d'escalier d'étages courants.

**a) Hauteur des contre marches**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ;$$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 153/17 = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches}$$

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**d) calcul du giron :  $25 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}.$$

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}.$   $\Rightarrow$  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**f) Dimensionnement de la paillasse :**

- Angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- La longueur de la paillasse ( $L_p$ ) :

$$L_p = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{\cos 32,52} = 2,84 \Rightarrow L_p = 2,84 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse "ep"

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

$L_0$  : portée entre nus d'appuis

$$L_0 = L_p + L_2 = 2,84 + 1,60 = 4,44 \text{ m}$$

$$14,82 \leq ep \leq 22,231 \Rightarrow \text{On prend } ep = 20 \text{ cm}$$

## g) Détermination des charges et surcharges :

## a) Charges permanente

## a.1. La volée :

Tableau III.22 : Détermination du poids propre du la volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
10. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(32.52)}$	25	5.93
11. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
12. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
13. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
14. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
15. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
16. Lit de sable	0.02	18	0.36
17. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
18. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum Gi = G_{volée} =$			<b>10.09</b>

## a.2. Le palier :

Tableau III.23 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
6. Poids propre du palier	0.20	25	5
7. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
8. Mortier de pose	0.02	22	0.44
9. Lit de sable	0.02	18	0.36
10. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum Gi = G_{palier} =$			<b>6.2</b>

## b) Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5kN/ml.$$

**d) Combinaison de charge**

- **Le palier :**

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 2.5) = 12,12 \text{ KN/ml}$$

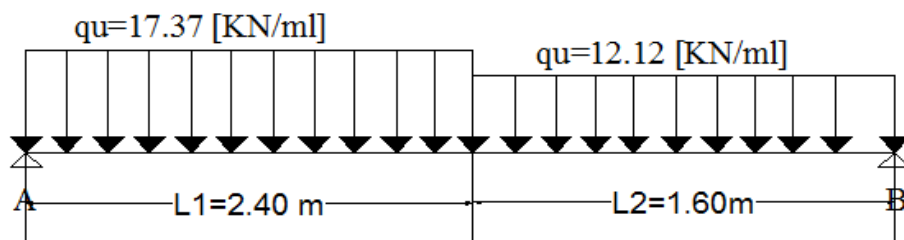
$$ELS : q_s = G + Q = 6.2 + 2.5 = 8,7 \text{ KN/ml}$$

- **La volée :**

$$ELU : q_u = (1,35 \times 10,09 + 1,5 \times 2,5) = 17,37 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 10,09 + 2,5 = 12,59 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul à l'ELU**



**Figure III.45:** Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELU.

**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 17,37 \times 2,4 + 12,12 \times 1,6 = 61,08 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4 R_B = 17,37 \times (2,40)(1,2) + 12,12 \times (1,6) \times (3,2) \Rightarrow R_B = 28,02 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où: } R_A = 61,08 - 28,02 = 33,06 \text{ kN.}$$

**Finalement**

$$R_A = 33,06 \text{ kN.}$$

$$R_B = 28,02 \text{ kN.}$$

**Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 2.4$

$$T(x) = -17,37x + 33,06 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 33,06 \text{ KN} \\ X=2,4 \Rightarrow T(2,4) = -8,628 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -17,37\left(\frac{x^2}{2}\right) + 33,06x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=2,4 \Rightarrow M(2,4) = 29,318 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1,6$

$$T(x) = 12,12x - 28,02 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = -28,02 \text{ KN} \\ X=1,6 \Rightarrow T(1,6) = -8,628 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -12,12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 28,02(x) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1,6 \Rightarrow M(1,6) = 29,318 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.24** : Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	33,06	0
	2,4	-8,628	29,318
$0 \leq x \leq 1,6$	0	-28,02	0
	1,6	-8,628	29,318

#### Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$T_y = -17,37(x) + 33,06 = 0 \Rightarrow x = \frac{33,06}{17,37} = 1,90 \text{ m}$$

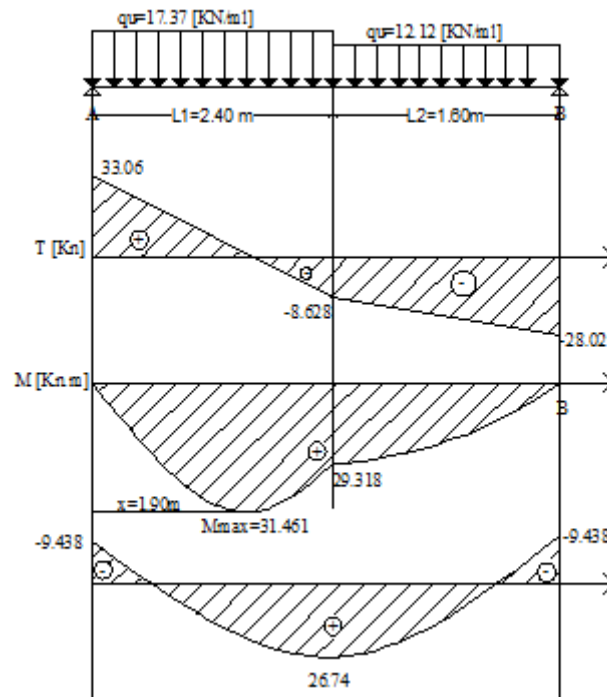
En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = -17,37 \frac{x^2}{2} + 33,06x$  :

$$M_{z_{\max}} = 31,461 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

**En travée** :  $M_t = 0,85 M_{z_{\max}} = 26,74 \text{ kN.m}$ .

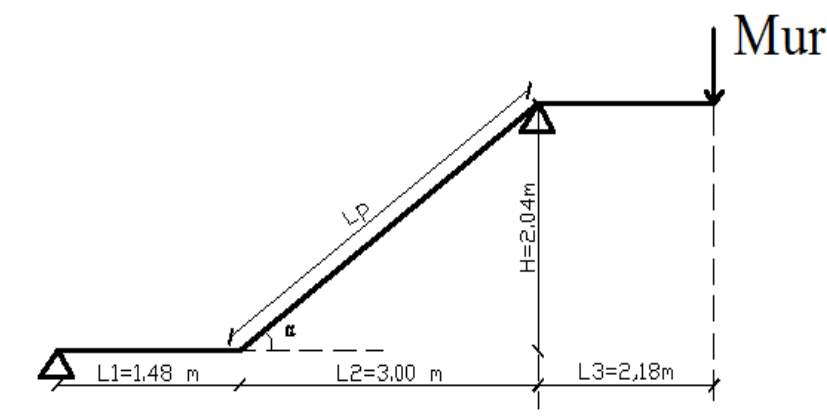
**Aux appuis** :  $M_a = -0,3 M_{z_{\max}} = -9,438 \text{ kN.m}$ .



**Figure III.46 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU  
(2<sup>ème</sup> type d'escalier d'étages courants)

**B. Escalier de RDC et 1<sup>er</sup> Entre-sols :**

- **1<sup>er</sup> type d'escalier:** (palier-volée-palier)



**Figure III.47 :** Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier RDC.

**a) Hauteur des contre marches**

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; Donc :  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 204/17 = 12$$

$n = 12$  contre marches

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n-1 = 12-1 = 11$  marches.

**d) calcul du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{300}{11} = 27,27 \text{ cm} \Rightarrow g = 27 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$2h+g = (2 \times 17) + 27 = 61 \text{ cm.} \Rightarrow$  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**f) Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20}$

Où  $L_o$  est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

- Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{204}{300} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$L_p = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{3,00}{\cos 34,21} = 3,63 \text{ m}$$

-Longueur réelle de la paillasse:  $L_o = L_1 + L_p + L_3 = 1,48 + 3,63 + 2,18 = 7,29 \text{ m.}$

$$\frac{729}{30} \leq e_p \leq \frac{729}{20} \rightarrow 24,3 \text{ cm} \leq e_p \leq 36,45 \rightarrow e_p = 25 \text{ cm}$$

**g) Détermination des charges et surcharges :**

**a) Charges permanente**

**a.1) palier**

**Tableau III.25:** Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>1. Poids propre du palier</b>	0,25	25	6,25
<b>2. Revêtement en carrelage</b>	0,01	20	0,20
<b>3. Mortier de pose</b>	0,02	22	0,44
<b>4. Lit de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>5. Enduit en plâtre</b>	0,02	10	0,20
<b><math>\sum G_i = G_{\text{palier}} =</math></b>			<b>7,45</b>

## a.2) la volée

Tableau III.26: Détermination du poids propre du paillasse

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
19. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,25}{\cos 34,21}$	25	7,55
20. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	2,125
21. Carrelage horizontal	0,01	20	0,20
22. Mortier de pose horizontal	0,02	22	0,44
23. Carrelage vertical	0,01	20	0,20
24. Mortier de pose vertical	0,02	22	0,44
25. Lit de sable	0,02	18	0,36
26. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
27. Garde-corps	-	-	0,20
$\sum G_i = G_{volée} =$			<b>11,715</b>

## b) Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :

**Q = 2,5 kN /ml.**

## c) Charge de mur extérieur :

$$F = G (H - e) = 2,36 (2,04 - 0,25) = 4,22 \text{ kN/ml}$$

Avec **G** : poids volumique de mur extérieur.

**H** : hauteur du mur.

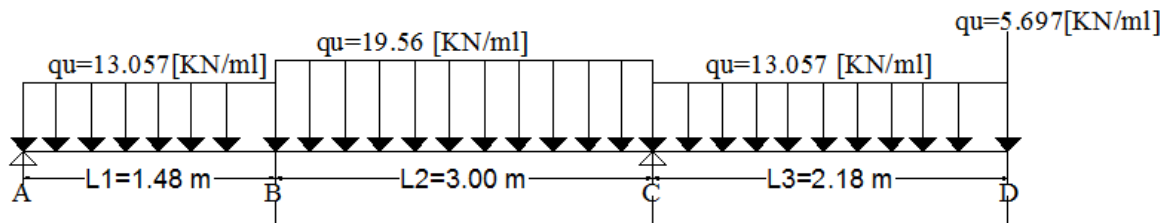
**e** : épaisseur du palier

## d) Calcul des efforts internes

Combinaisons de charges

Tableau III.27 : Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	<b>1.35 G + 1,5 Q</b>	<b>G + Q</b>
<b>Volée</b>	19,56	14,215
<b>Palier</b>	13,057	9,95
<b>Mur extérieur</b>	5,697	4,22

➤ **Calcul à l'ELU****Figure III.48** : Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier du RDC à l'ELU.**Détermination des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_C = 19,56 (3) + 13,057(1,48) + 13,057(2,18) + 5,697$$

$$\Rightarrow R_A + R_C = 112,165 \text{ KN.}$$

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow 4,48 \times R_A - 13,057 \times \left(\frac{1,48}{2} + 3\right) - 19,56 \times \left(\frac{3}{2}\right) + 13,057(2,18) \left(\frac{2,18^2}{2}\right) + 5,697 \times 2,18$$

$$4,48 \times R_A = 34,72 \Rightarrow R_A = 7,75 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } R_C = 104,415 \text{ KN.}$$

· **Finalement**

$$R_A = 7,75 \text{ KN.}$$

$$R_C = 104,415 \text{ KN.}$$

**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :**Calcul des efforts internes :Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 1,48 \text{ m}$ 

$$\begin{aligned} T(x) &= 7,75 - 13,057x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 7,75 \text{ KN} \\ X=1,48 \Rightarrow T(1,48) = -11,57 \text{ KN} \end{cases} \\ M(x) &= 7,75x - 13,057\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1,48 \Rightarrow M(1,48) = -2,83 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Tronçon 2 :  $1,48 \leq x \leq 4,48$ 

$$T(x) = 7,75 - 13,057(1,48) - 19,56(x - 1,48) \Rightarrow \begin{cases} X=1,48 \Rightarrow T(1,48) = -11,57 \text{ KN} \\ X=4,48 \Rightarrow T(4,48) = -70,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 7,75x - 13,057(1,48)\left(x - \frac{1,48}{2}\right) - 19,56\left(\frac{(x-1,48)^2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X=1,48 \Rightarrow M(1,48) = -2,83 \text{ KN.m} \\ X=4,48 \Rightarrow M(4,48) = -125,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3:  $0 \leq X \leq 2,18 \text{ m}$

$$T(x) = 5,697 + 13,057x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 5,697 \text{ KN} \\ X=2,18 \Rightarrow T(2,18) = 34,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,697x - 13,057\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=2,18 \Rightarrow M(2,18) = -43,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.28 :** Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.48$	0	7,75	0
	1.48	- 11,57	- 2,83
$1.48 \leq x \leq 4.48$	1.48	- 11,57	- 2,83
	4.48	- 70,25	-125,57
$0 \leq x \leq 2.18$	0	5,697	0
	2.18	34.16	-43.44

### Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$T_y = 7,75 - 13,057x = 0 \Rightarrow x = 0,59 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = 7,75x - 13,057\left(\frac{x^2}{2}\right)$ :

$$M_{z_{\max}} = 2,29 \text{ KN.m}$$

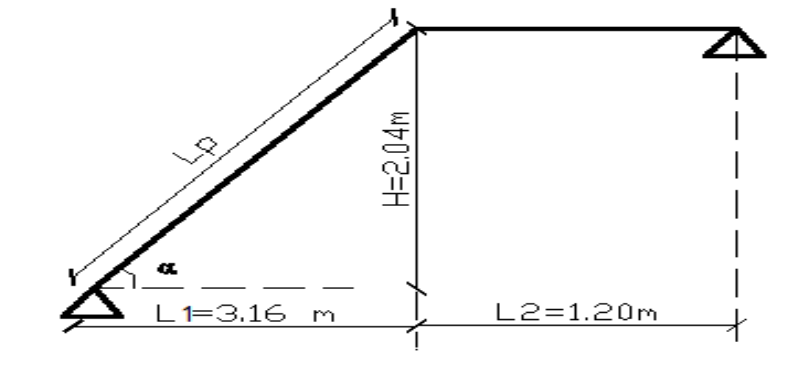
En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

**. En travée :**  $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 1,946 \text{ KN.m}$ .

**. Aux appuis :**  $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -0,687 \text{ KN.m}$ .

- **2<sup>eme</sup> type d'escalier :(volée-palier)**

Notre escalier est de ce type qui figure c'est dessous :



**Figure III.49 :** Schéma du 2<sup>eme</sup> type d'escalier RDC.

**a) Hauteur des contre marches**

$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; Donc :  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 204/17 = 12$$

$n = 12$  contre marches

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$  marches.

**d) calcul du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{316}{11} = 28,72 \text{ cm} \Rightarrow g = 29 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$2h + g = (2 \times 17) + 29 = 63 \text{ cm.} \Rightarrow$  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**f) Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20}$

Où  $L_o$  est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

**Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{204}{316} = 0,645 \Rightarrow \alpha = 32,84^\circ$$

$$L_p = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3.16}{\cos 32.84} = 3,76 \text{ m}$$

**Longueur réelle de la paillasse:**  $L_0 = L_p + L_2 = 3,76 + 1,2 = 4.96 \text{ m}$ .

$$\frac{496}{30} \leq e_p \leq \frac{496}{20} \rightarrow 16,53 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,8 \rightarrow \mathbf{e_p = 20 \text{ cm}}$$

**g) Détermination des charges et surcharges :**

**a) Charges permanente**

**a.1) palier**

**Tableau III.29:** Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>6. Poids propre du palier</b>	0.20	25	5
<b>7. Revêtement en carrelage</b>	0.01	20	0.20
<b>8. Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>9. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>10. Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b>Σ G<sub>i</sub> = G<sub>palier</sub> =</b>			<b>6.2</b>

**a.2) la volée**

**Tableau III.30 :** Détermination du poids propre du paillasse

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>28. Poids propre de la paillasse</b>	$\frac{1 \times 0.20}{\cos 32.84}$	25	5.95
<b>29. Poids propre des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
<b>30. Carrelage horizontal</b>	0.01	20	0.20
<b>31. Mortier de pose horizontal</b>	0.02	22	0.44
<b>32. Carrelage vertical</b>	0.01	20	0.20
<b>33. Mortier de pose vertical</b>	0.02	22	0.44
<b>34. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>35. Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b>36. Garde-corps</b>	-	-	0.20
<b>Σ G<sub>i</sub> = G<sub>volée</sub> =</b>			<b>10.115</b>



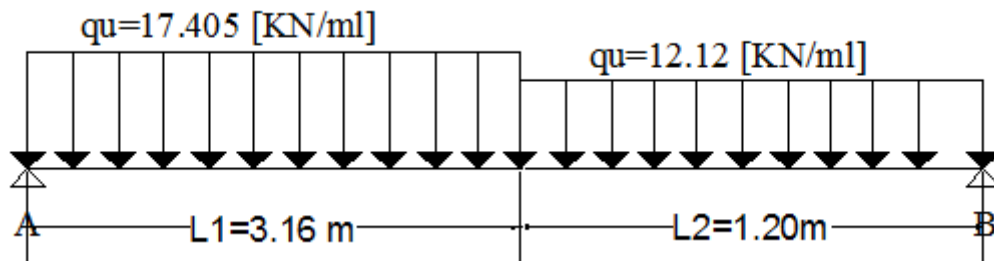
**b) Surcharge d'exploitation**

D'après le **DTR B.C. 2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \text{ kN /ml.}$$

**c) Calcul des efforts internes****Combinaisons de charges****Tableau III.31** : Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	<b>1.35 G + 1,5 Q</b>	<b>G + Q</b>
<b>Volée</b>	17.405	10.432
<b>Palier</b>	12.12	8.7

**➤ Calcul à l'ELU****Figure III.50** : Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier RDC à l'ELU.**Détermination des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17,405 (3.16) + 12,12(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 69,54 \text{ kN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$4,36 R_B = 17,405 \times \frac{3,16^2}{2} + 12,12 \times (1,2) \times \left( \frac{1,2}{2} + 3,16 \right)$$

$$\Rightarrow R_B = 32,47 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } R_A = 37,07 \text{ kN.}$$

**· Finalement**

$$R_A = 37,07 \text{ kN.}$$

$$R_B = 32,47 \text{ kN.}$$

**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :****Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 3,16 \text{ m}$

$$T(x) = -17,405x + 37,07 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 37,07 \text{ KN} \\ X=3,16 \Rightarrow T(3,16) = -17,92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -17,405\left(\frac{x^2}{2}\right) + 37,07x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=3,16 \Rightarrow M(3,16) = 30,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1,2$

$$T(x) = 12,12x - 32,47 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = -32,47 \text{ KN} \\ X=1,2 \Rightarrow T(1,2) = -17,92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -12,12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 32,47x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1,2 \Rightarrow M(1,2) = 30,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.32** : Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3,16$	0	37.07	0
	3.16	-17.92	30.24
$0 \leq x \leq 1,2$	0	-32.47	0
	1.2	-17.92	30.24

### Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$T_y = -17,405x + 37,07 = 0 \Rightarrow x = 2,12 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = -17,405 \frac{x^2}{2} + 37,07x$  :

$$M_{z_{\max}} = 39,475 \text{ KN.m}$$

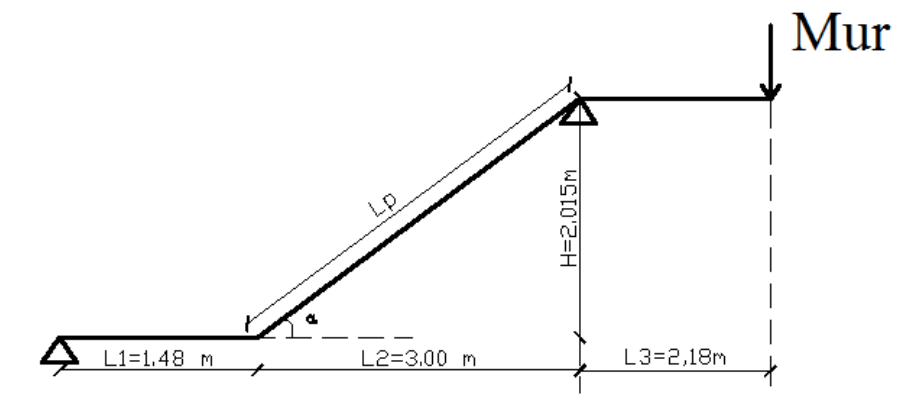
En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée** :  $M_t = 0,85 M_{z_{\max}} = 33,55 \text{ kN.m}$ .

. **Aux appuis** :  $M_a = -0,3 M_{z_{\max}} = -11,84 \text{ kN.m}$ .

**C. Escalier de 2<sup>ème</sup> Entre -sol:**

- **1<sup>er</sup> type d'escalier : (palier-volée-palier)**



**Figure III.51 :** Schéma du 1<sup>ème</sup> type d'escalier de 2<sup>ème</sup> E-sol.

**a) Hauteur des contre marches**

$16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; Donc :  $h = 17 \text{ cm}$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 201,5/17 = 11,85$$

$n = 12$  contre marches

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$  marches.

**e) calcul du giron :**

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{300}{11} = 27,27 \text{ cm} \Rightarrow g = 27 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$2h + g = (2 \times 17) + 27 = 61 \text{ cm.} \Rightarrow$  La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

**g) Dimensionnement de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20}$

Où :  $L_o$  est la longueur réelle de la pailasse et des paliers (entre appuis).

**Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{201,5}{300} = 0,67 \Rightarrow \alpha = 33,887^\circ$$

$$L_p = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{3,00}{\cos 33,887} = 2,43 \text{ m}$$

**Longueur réelle de la pailasse:**  $L_0 = L_1 + L_p + L_3 = 1,48 + 2,43 + 2,18 = 6,09 \text{ m.}$

$$\frac{609}{30} \leq e_p \leq \frac{609}{20} \rightarrow 20,3 \text{ cm} \leq e_p \leq 30,45 \rightarrow e_p = 25 \text{ cm}$$

### h) Détermination des charges et surcharges :

#### a) Charges permanente

##### a.1) palier

**Tableau III.33 : Détermination du poids propre du palier.**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>11. Poids propre du palier</b>	0.25	25	6.25
<b>12. Revêtement en carrelage</b>	0.01	20	0.20
<b>13. Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>14. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>15. Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b>Σ Gi = G<sub>palier</sub> =</b>			<b>7.45</b>

##### a.2) la volée

**Tableau III.34 : Détermination du poids propre du paillasse**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>37. Poids propre de la paillasse</b>	$\frac{1 \times 0.25}{\cos 33.887}$	25	7.52
<b>38. Poids propre des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
<b>39. Carrelage horizontal</b>	0.01	20	0.20
<b>40. Mortier de pose horizontal</b>	0.02	22	0.44
<b>41. Carrelage vertical</b>	0.01	20	0.20
<b>42. Mortier de pose vertical</b>	0.02	22	0.44
<b>43. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>44. Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b>45. Garde-corps</b>	-	-	0.20
<b>Σ Gi = G<sub>volée</sub> =</b>			<b>11.685</b>

**b) Surcharge d'exploitation**

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

**c) Charge de mur extérieur :**

$$F = G (H - e) = 2,36 (2,015 - 0,25) = 4,165 \text{ kN/ml}$$

Avec **G** : poids volumique de mur extérieur.

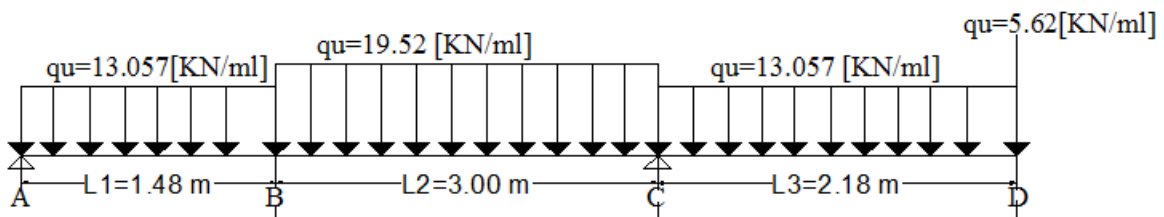
**H** : hauteur du mur.

**e** : épaisseur du palier

**d) Calcul des efforts internes****Combinaisons de charges**

**Tableau III.35** : Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	<b>1.35 G + 1,5 Q</b>	<b>G + Q</b>
<b>Volée</b>	19,52	14,185
<b>Palier</b>	13,057	9,95
<b>Mur extérieur</b>	5,62	4,165

**➤ Calcul à l'ELU**

**Figure III.52** : Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier (2<sup>ème</sup> E-sol).

**Détermination des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_C = 13,057(1,48) + 19,52(3) + 13,057(2,18) + 5,62 \Rightarrow R_A + R_C = 111,968 \text{ kN.}$$

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow$$

$$4,48 \times R_A - 13,057 \times \left( \frac{1,48}{2} + 3 \right) - 19,52 \times \left( \frac{3}{2} \right) + 13,057 \times 2,18 \times \left( \frac{2,18^2}{2} \right) + 5,62 \times 2,18 \Rightarrow 4,48 \times R_A = 34,83 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } R_A = 7,77 \text{ kN.}$$

**· Finalement**

$$R_A = 7,77 \text{ kN.}$$

$$R_C = 104,198 \text{ kN.}$$

**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :**Calcul des efforts internes :Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 1,48$  m

$$T(x) = 7,77 - 13,057x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 7,77 \text{ KN} \\ X=1,48 \Rightarrow T(1,48) = -11,55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 7,77x - 13,057\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1,48 \Rightarrow M(1,48) = -2,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $1,48 \leq x \leq 4,48$ 

$$T(x) = 7,77 - 13,057(1,48) - 19,52(x - 1,48) \Rightarrow \begin{cases} X=1,48 \Rightarrow T(1,48) = -22,139 \text{ KN} \\ X=4,48 \Rightarrow T(4,48) = -80,69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 7,77x - 13,057(1,48)\left(x - \frac{1,48}{2}\right) - 19,52 \frac{(x-1,48)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X=1,48 \Rightarrow M(1,48) = -2,80 \text{ KN.m} \\ X=4,48 \Rightarrow M(4,48) = -125,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 2,18$  m

$$T(x) = 13,057x + 5,62 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 5,62 \text{ KN} \\ X=2,18 \Rightarrow T(2,18) = 34,08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -13,057\left(\frac{x^2}{2}\right) - 5,62x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=2,18 \Rightarrow M(2,18) = -43,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.36 :** Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1,48$	0	7,77	0
	1.48	- 11,55	- 2,80
$1,48 \leq x \leq 4,48$	1.48	- 11,55	- 2,80
	4.48	- 70,11	-125,30
$0 \leq x \leq 2,18$	0	5.62	0
	2.18	34.08	-43.27

**Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$** 

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$.Ty = 7,77 - 13,057x = 0 \Rightarrow x = 0,59 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $Mz = 7,77x - 13,057(\frac{x^2}{2})$ :

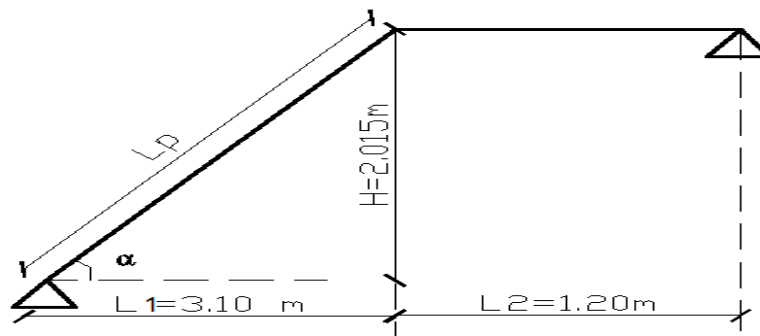
$$M_{z_{\max}} = 2,31 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 1,96 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -0,693 \text{ kN.m.}$$

- **2<sup>eme</sup> type d'escalier : (volée-palier)**



**Figure III.53 : Schéma du 2<sup>eme</sup> type d'escalier de 2<sup>eme</sup> E-sol.**

**a) Hauteur des contre marches**

$$17 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 201,5/17 = 11,85$$

$$n = 12 \text{ contre marches}$$

**c) Nombre de marche :**

$$\text{Le nombre de marche pris égale à } m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

**d) calcul du giron :**

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{310}{11} = 28,18 \text{ cm} \Rightarrow g = 28 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 2 = 62 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

**f) Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :  $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$

Où  $L_0$  est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

**Angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{201.5}{310} = 0.65 \Rightarrow \alpha = 33,02^\circ$$

$$L_p = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3.10}{\cos 33.02} = 3,69 \text{ m}$$

**Longueur réelle de la paillasse:**  $L_0 = L_p + L_2 = 3,69 + 1,2 = 4,89 \text{ m}$ .

$$\frac{489}{30} \leq e_p \leq \frac{489}{20} \rightarrow 16,3 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,45 \rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$$

**g) Détermination des charges et surcharges :****a) Charges permanentes****a.1) palier**

**Tableau III.37 : Détermination du poids propre du palier**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>16. Poids propre du palier</b>	0.20	25	5
<b>17. Revêtement en carrelage</b>	0.01	20	0.20
<b>18. Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>19. Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>20. Enduit en plâtre</b>	0.02	10	0.20
<b><math>\sum G_i = G_{\text{palier}} =</math></b>			<b>6.2</b>

**a.2) la volée**

**Tableau III.38 : Détermination du poids propre de la paillasse**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>46. Poids propre de la paillasse</b>	$\frac{1 \times 0.20}{\cos 33.02}$	25	5.96
<b>47. Poids propre des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
<b>48. Carrelage horizontal</b>	0.01	20	0.20



49. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
50. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
51. Mortier de pose vertical	00.2	22	0.44
52. Lit de sable	0.02	18	0.36
53. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
54. Garde-corps	-	-	0.20
$\Sigma G_i = G_{volée} =$			10.125

### b) Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \text{ kN /ml.}$$

### c) Calcul des efforts internes

#### Combinaisons de charges

Tableau III.39 : Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	$1.35 G + 1,5 Q$	$G + Q$
Volée	16.668	12.625
Palier	12.12	8.7

#### ➤ Calcul à l'ELU

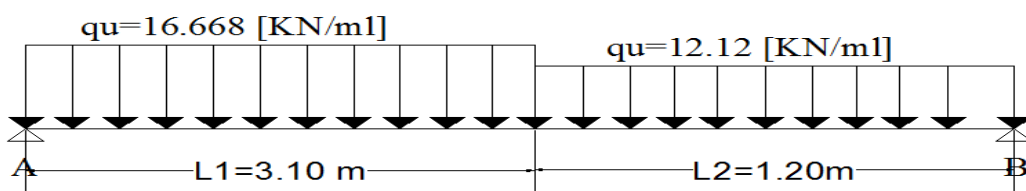


Figure III.54 : Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELU.

#### Détermination des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.668 (3.10) + 12.12(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 66.21 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow$$

$$4.3R_B = 16.668 \times \frac{3.10^2}{2} + 12.12 \times (1.2) \times \left( \frac{1.2}{2} + 3.10 \right)$$

$$\Rightarrow R_B = 31.13 \text{ KN.}$$

D'où :  $R_A = 35.08 \text{ KN}$ .

· **Finalement**

$R_A = 35.08 \text{ KN}$ .

$R_B = 31.13 \text{ KN}$ .

**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :**

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 3.10 \text{ m}$

$$T(x) = -16.668x + 35.08 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 35.08 \text{ KN} \\ X=3.10 \Rightarrow T(3.10) = -16.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -16.668\left(\frac{x^2}{2}\right) + 35.08(x) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=3.10 \Rightarrow M(3.10) = 28.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1.2$

$$T(x) = 12.12(x) - 31.13 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = -31.13 \text{ KN} \\ X=1.2 \Rightarrow T(1.2) = -16.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -12.12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 31.13(x) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1.2 \Rightarrow M(1.2) = 28.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.40:** Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3.10$	0	35.08	0
	3.10	-16.59	28.65
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-31.13	0
	1.2	-16.59	28.65

**Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.  
D'où :

$$T_y = -16.668x + 35.08 = 0 \Rightarrow x = 2.10 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = -16.668 \frac{x^2}{2} + 35.08(x)$  :

$$M_{z_{\max}} = 36.915 \text{ KN.m}$$

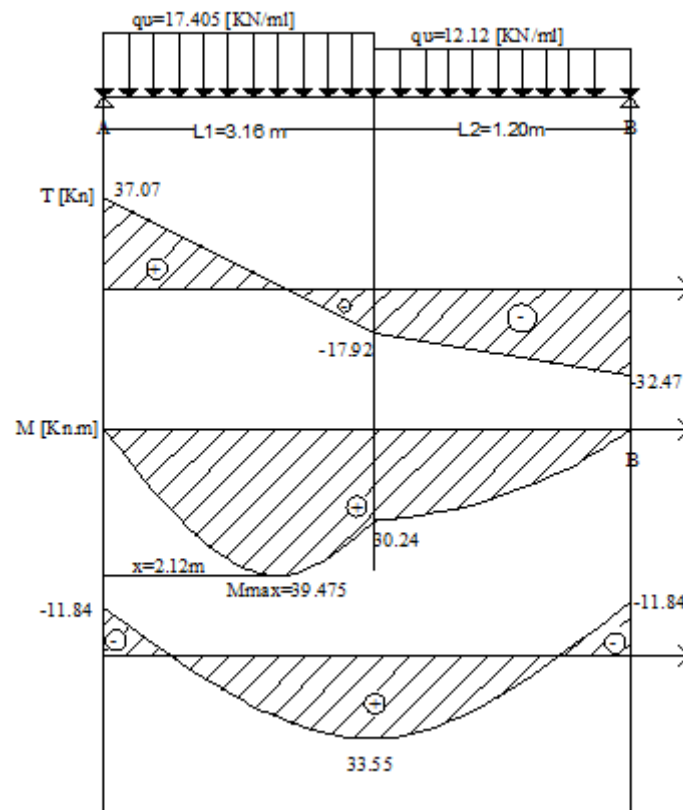
En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée** :  $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 31.37 \text{ kN.m}$ .

. **Aux appuis** :  $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -11.07 \text{ kN.m}$ .

**Remarque :**

D'après le calcul des efforts internes est les moments fléchissant de chaque type on constate que moment maximal se trouve dans le 2<sup>eme</sup> type d'escalier de RDC.



**Figure III.55:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU  
(2<sup>eme</sup> type d'escalier RDC)

### 7.3. Calcul des armatures

Le calcul des armatures se base sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1 m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

**En travée :**

$$M_u^t = 33.55 \text{ kN.m}$$

**Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.55 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.072 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33.55 \times 10^3}{0.963 \times 18 \times 348} = 5.56 \text{ cm}^2$$

**Soit: 5HA 12**  $\rightarrow (A_t = 5.65 \text{ cm}^2)$  Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$M_u^a = 11.84 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.84 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.025 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.025 \rightarrow \beta = 0.9875$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.84 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.91 \text{ cm}^2$$

**Soit: 5HA 10** ( $A_t = 3.93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :****Aux travées :**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (5.65) = 1.412 \text{ cm}^2$ . Soit : 4HA 10 =  $3.14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Aux appuis**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (3.93) = 0.982 \text{ cm}^2$ . Soit : 4HA 10 =  $3.14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**7.4. Vérifications à l'ELU****A) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100)(18) \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2.$$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

### B) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{37,07 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,205 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### C) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

.  $\psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

.  $\psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

**Donc :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

.  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres ( $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$ )

$$\sum \mu_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,07 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### D) Influence de l'effort tranchant

**Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 37,07 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,06 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**E) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)**

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

$$l_s = 35\varphi$$

Pour les HA 10 :  $l_s = 35 \times 1.0 = 35$  cm.

Pour les HA 12 :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42$  cm.

$L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 10 :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14$  cm.

Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8$  cm.

Finalement : La longueur  $L_c = 20$  cm

**F) Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges réparties seulement :

**Armatures principales en travée :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

⇒ La condition est vérifiée.

**Armatures principales aux appuis :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

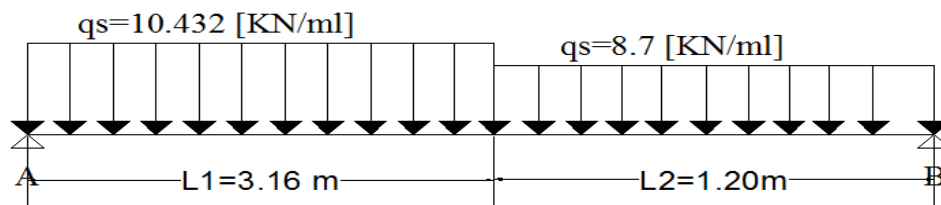
⇒ La condition est vérifiée.

**Armatures de répartition en travée :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

⇒ La condition est vérifiée.

**Armatures de répartition aux appuis :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

⇒ La condition est vérifiée.

**7.5. Calcul à l'ELS**

**Figure III.56 :** Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.

**Détermination des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.432(3.16) + 8.7(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 43.405 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.36R_B = 10.432 \times \frac{3.16^2}{2} + 8.7 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 3.16\right) \Rightarrow R_B = 20.94 \text{ KN.}$$

D'où :  $R_A = 22.465 \text{ KN.}$

**Finalement**  $R_A = 22.465 \text{ KN.}$

$R_B = 20.94 \text{ KN.}$

**Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1 :  $0 \leq X \leq 3.16 \text{ m}$

$$T(x) = -10.432x + 22.465 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = 22.465 \text{ KN} \\ X=3.16 \Rightarrow T(3.16) = -10.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -10.432\left(\frac{x^2}{2}\right) + 22.465x \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=3.16 \Rightarrow M(3.16) = 18.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1.2$

$$T(x) = 8.7x - 20.94 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = -20.94 \text{ KN} \\ X=1.2 \Rightarrow T(1.2) = -10.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.7\left(\frac{x^2}{2}\right) + 20.94(x) \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ X=1.2 \Rightarrow M(1.2) = 18.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.41:** Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3.16$	0	22.465	0
	3.16	-10.50	18.90
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-20.94	0
	1.2	-10.50	18.90

**Calcul du moment maximal  $M_{z_{\max}}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = -10.432(x) + 22.465 = 0 \Rightarrow x = 2.15 \text{ m}$$

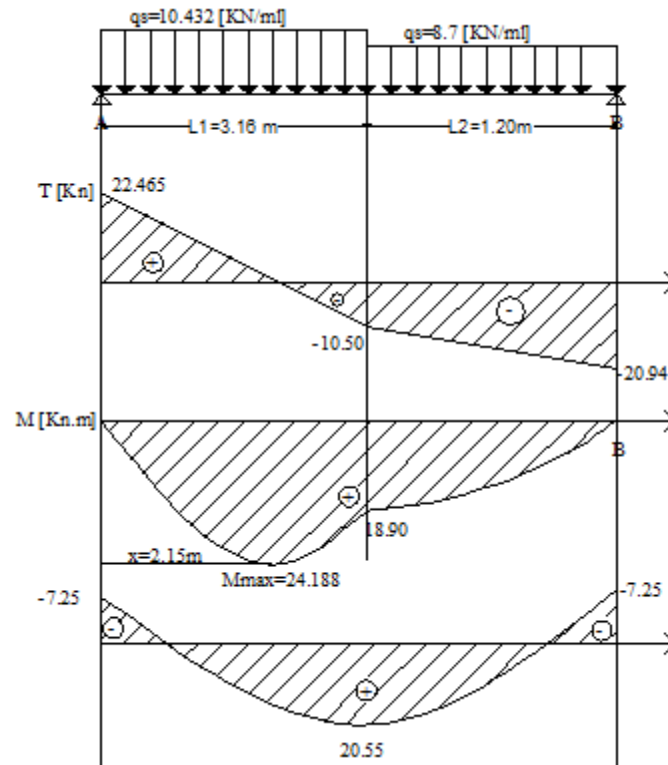
En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M_z = -10.432 \frac{x^2}{2} + 22.465x$  :

$$M_{z_{\max}} = 24.188 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{z_{\max}} = 20.55 \text{ KN.m}$ .

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 M_{z_{\max}} = -7.25 \text{ KN.m}$ .



**Figure III.57:** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

## 7.6. Vérifications à l'ELS

### A) Etat limite de compression du béton

#### a. En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

A partir des tableaux et pour une valeur de  $\rho = 0.314$  :  $\beta_1 = 0.9125$  ;  $K_1 = 42.145$

**Donc :**



$$\sigma_{st} = \frac{20.55 \times 10^3}{5.65 \times 0.9125 \times 18} = 221.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 221.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{221.44}{42.145} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218$$

A partir des tableaux et pour  $\rho = 0.218$  :  $\beta_1 = 0.925$  ;  $K_1 = 51.67$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{7.25 \times 10^3}{3.93 \times 0.925 \times 18} = 110.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 110.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{110.79}{51.67} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B) Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**).

### C) Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**):

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{436} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (La condition n'est pas vérifiée)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.045 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{20.55}{10 \times 24.188} = 0.08 \text{ (La condition n'est pas vérifiée. )}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105. \text{ (La condition est vérifiée.)}$$

Les conditions «  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  et  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$  » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire.

#### D) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

$\bar{f}$  : la flèche admissible

$$q_s = \max (q_v ; q_{pl}) = \max (10.432 ; 8.7) = 10.432 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{module de déformation différée}; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$S_{ix'x}$  : Moment statique par rapport à l'axe  $xx'$ , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100.20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \Rightarrow V_2 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}.$$

**Donc :**

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.33)^3 + (9.67)^3] + 15(9.67-2)^2 \times 5.65 = 71870.215 \text{ cm}^4.$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{5 \times 10,432 \times (4360)^4}{384 \times 10818,865 \times 71870.215 \times (10)^4} = 0.63 \text{ cm} < \frac{436}{500} = 0.87 \text{ cm}. \text{ La flèche est vérifiée.}$$

**CONCLUSION :**

L'escalier sera ferraillé comme suit :

- En travée :

Armatures principale : 5HA12espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA10espacement = 20 cm

- Aux appuis :

Armatures principale : 4HA10espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 4HA10espacement = 25 cm

### III.8. La poutre palière

La poutre palier c'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 3.20 m, destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

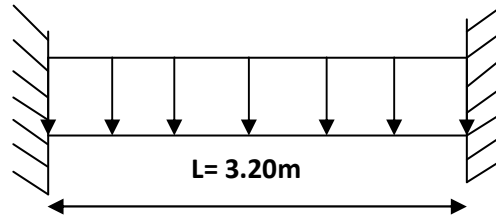


Figure III.59 : Schéma statique de la poutre palière.

#### 8.1. Pré dimensionnement :

##### a) Hauteur de la poutre :

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

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) :  **$h \geq 30\text{cm}$**

On opte pour  **$h = 30\text{cm}$**

##### b) La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99 (modifiée en 2003) :  **$b \geq 20\text{cm}$**

On opte pour  **$b=25\text{cm}$**

##### c) Vérification des conditions du RPA :

**$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ .....condition vérifiée**

**$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}$ .....condition vérifiée**

**$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ .....condition vérifiée**

#### 8.2. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87\text{KN/ml}$

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = 4.46 \text{ KN/ml}$

La réaction du palier à l'ELU: réaction au point A à l'ELU  $\Rightarrow R_u = 37.07\text{KN}$

La réaction du palier a l'ELS: réaction au point A à l'ELS  $\Rightarrow R_s = 22.465 \text{ KN}$

### 8.3. Combinaison de charge :

A l'ELU:  $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times (1,87 + 4.46) + 37.07 = 45.61 \text{ KN/ml}$ .

$$q_u = 45.61 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS:  $q_s = G + R_s = (1,87 + 4.46) + 22.465 = 28.795 \text{ KN/ml}$ .

$$q_s = 28.795 \text{ KN/ml}$$

### 8.4. Calcul à L'ELU :

#### 1. Calcul les efforts interne

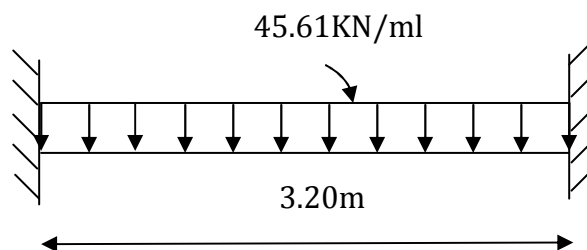


Figure III.60 : Schéma statique de la poutre palière

#### a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{45.61 \times 3.20}{2} = 72.97 \text{ KN}$$

#### b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{45.61 \times 3.20^2}{8} = 58.38 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 58.38 \text{ KN.m}$$

#### c) L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = 72.97 \text{ KN} \Rightarrow T_u = 72.97 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 58.38 = -17.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 58.38 = 49.62 \text{ KN.m}$$

## 2) Diagramme des efforts interne :

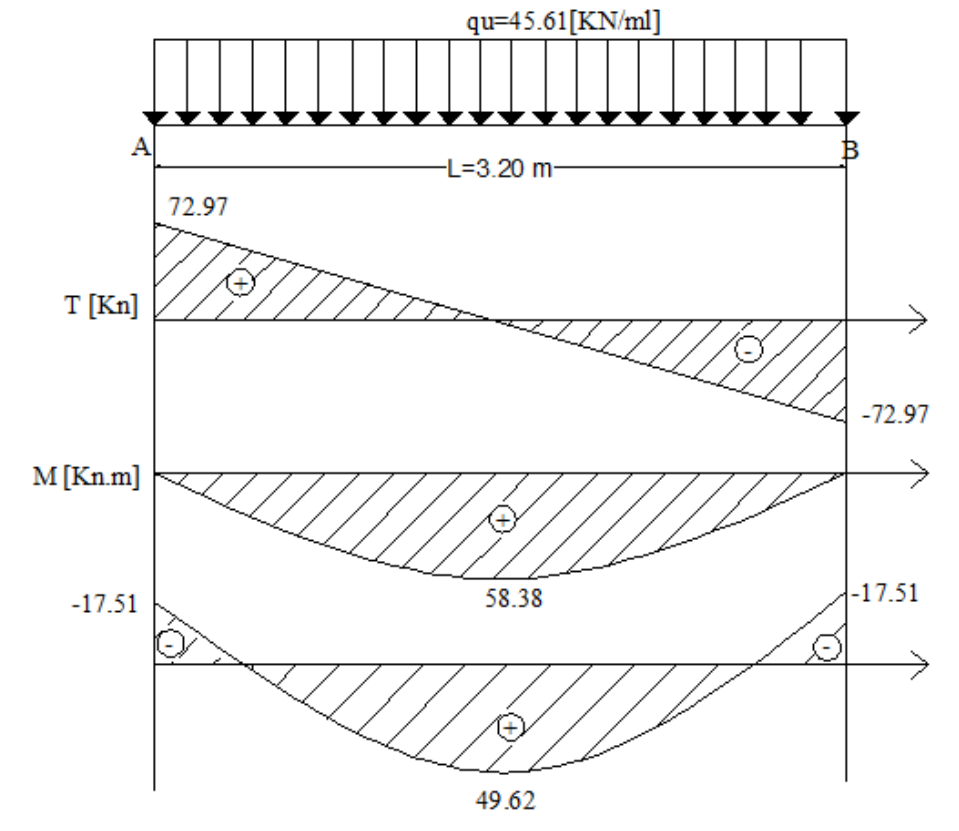


Fig III.61 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

### 8.5. Calcul des armatures

$b=25 \text{ cm}$ ,  $c=2 \text{ cm}$ ,  $d=28 \text{ cm}$

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{49.62 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.17 \Rightarrow \mu_b = 0.17 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.177 \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.9015$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{49.62 \times 10^3}{0.9015 \times 28 \times 348} = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.64 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 17.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{17.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$0.062 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{tableau : } \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{17.51 \times 10^3}{0.968 \times 28 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.85 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

### 8.6. Vérifications à l'ELU:

#### 1. **Condition de non fragilité : [Art A.4.2.1 /B.A.E.L91 modifié 99] :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.
- **Aux appuis :**  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée

**2. Vérification au cisaillement : (art A.5.1.211/ BAEL91 modifié)**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \end{cases} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 72.97\text{KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{72.97 \times 10^3}{280 \times 250} = 1.04\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 1.04\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :****a. Sur le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1. 312)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9d \times f_e} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 72.97 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 400} = 1.44\text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.44\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b. Au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1. 312)**

On doit vérifier

$$A_{st \text{ adoptée}} \geq A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 72.97 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.09\text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 2.35\text{cm}^2 > 2.09\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**4. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$



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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.97 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### 5. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28}=25$  MPa, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :  $l_s=35\varphi$

Pour les HA 12 :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$  (En travée).

Pour les HA 10 :  $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$  (Aux appuis).

$l_s$  dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0.4 l_s$

Pour les HA 12 :  $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$  (En travée).

Pour les HA 10 :  $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$  (Aux appuis).

**Finalement** : La longueur  $L_c=20 \text{ cm}$

### 8.7. Calcul des armatures transversales :

#### a. Diamètre armature transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.0; 2.5\} = 0.85 \text{ cm soit } \varnothing = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales :

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

#### b. Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{25.2; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

### 8.8. Exigences du RPA : (RPA 2003/Art.7.5.2)

#### 1. Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_l = 5 \text{ HA 12} + 3 \text{ HA 10} = 5.65 + 2.35 = 8 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_l = 8 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée

## 2. Armatures transversales:(Art 7.5.2.2)

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = \min \{7.5; 14.4; 30\} = 7.5 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

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

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 8.9. Calcul à L'ELS :

### 1. Calcul des efforts internes

$$q_s = 28.795 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique :**  $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{28.795 \times 3.20^2}{8} = 36.857 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 36.857 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s L}{2}$$

$$T = R_A = R_B = \frac{28.795 \times 3.20}{2} = 46.07 \text{ KN} \Rightarrow T = 46.07 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 36.857 = -11.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 36.857 = 31.32 \text{ KN.m}$$

• **Diagramme des efforts interne :**

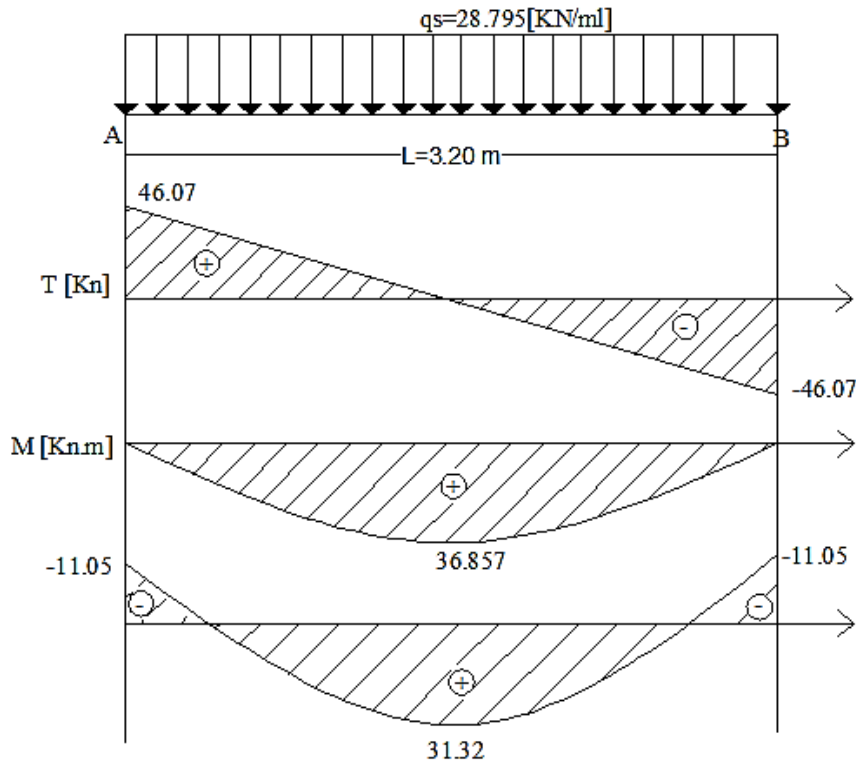


Fig III.62 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

➤ **Vérification à l'ELS :**

1. **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (Art A.4.5.2/BAEL91)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

**-En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_t=6.15 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6.15}{25 \times 28} = 0.878$$

A partir des tableaux et pour  $\rho = 0.878 \Rightarrow \beta_1 = 0.8675$  ;  $K_1 = 22.735$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\sigma_{st} = \frac{31.32 \times 10^3}{0.8675 \times 0.28 \times 6.15 \times 10^2} = 209.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209.66}{22.735} = 9.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **-Aux appuis :**

$$M_a = 11.05 \text{ KN.m}; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

A partir des tableaux et pour  $\rho = 0.484 \Rightarrow \beta_1 = 0.895$  ;  $K_1 = 32.62$

$$\sigma_{st} = \frac{11.05 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 130.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130.07}{32.62} = 3.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **2. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=30cm

L=3.20 m

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment isostatique max en travée.

### **Vérification :**

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{320} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{320} = 0.093 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{31.32}{10 \times 36.857} = 0.084 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.15}{25 \times 28} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche**

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**d) Armature longitudinales**

5HA12 en travée

3HA10 aux appuis

**e) Armature transversales**

4HA8 (1cadre et un étrier en HA8)

### III.9. La toiture

#### 9.1. Définition

- **Charpente** : C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :
  - Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
  - Porter les matériaux de couverture.
  - Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
  - Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

- **Couverture** :

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

- **Liteaux** : baguettes de bois clouées sur les chevrons qui reçoivent les ergots des tuiles.
- **Pannes** : Pièces de charpente prenant appui sur l'arbalétrier et supportant les chevrons.

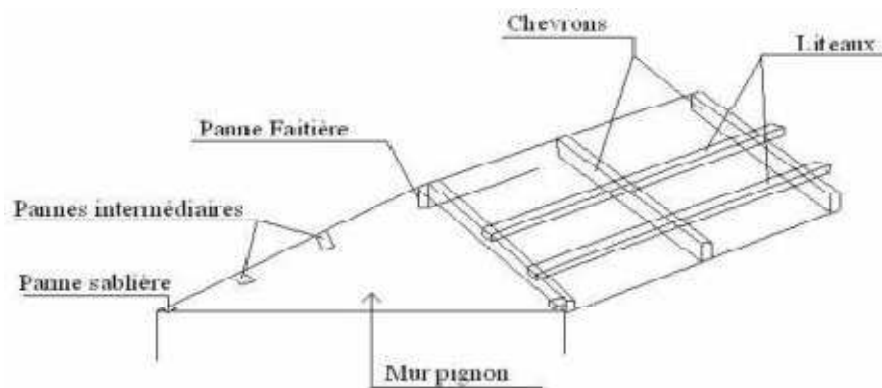


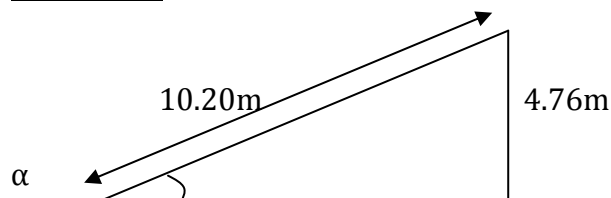
Figure III.64 : Les éléments de la charpente

#### Calcul de l'angle d'inclinaison ( $\alpha$ )

Elle se compose de deux versants inclinés

Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :

##### 1<sup>er</sup> versant



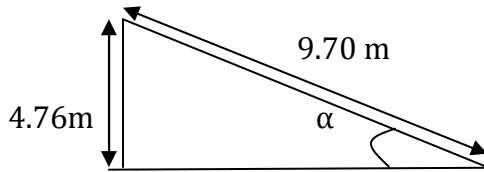
$$l = 10.20m$$

$$h_{chap} = 24.14 - 19.38 = 4.76m \Rightarrow \sin \alpha = \frac{4.76}{10.20} = 0.466 \Rightarrow \alpha = 27.77^\circ$$

$h = 4.76m$  : Hauteur du poteau au niveau de la charpente (1er versant)

Le premier versant est incliné d'un angle  $\alpha = 27.77^\circ$ .

### 2eme versant



$$l = 9.70m$$

$$h_{chap} = 24.14 - 19.38 = 4.76m \Rightarrow \sin \alpha = \frac{4.76}{9.70} = 0.490 \Rightarrow \alpha = 29.34^\circ$$

Le 1<sup>er</sup> versant c'est le cas le plus défavorable (le plus grand) alors on va faire l'étude pour lui

#### ➤ **Versant n°1 Avec un angle $\alpha = 27.77^\circ$**

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Le choix des sections des pannes des chevrons et des liteaux est dictée par le marcher c'est pour ça qu'on choisira des sections usuelles talque :

$$Panne (7.5 \times 25) cm^2$$

$$Chevrons (4 \times 6) cm^2$$

$$Liteaux (3 \times 3) cm^2$$

### **9.2. Détermination des charges (DTR BC.2.2)**

#### **Charge permanente :**

Poids des tuiles (liteau compris)  $0.45KN/m^2$

Poids des pannes et des chevrons  $0.10KN/m^2$

$$G_t = 0.55KN/m^2$$

#### **Charge d'exploitation**

La neige :  $Q = 1.00KN/m^2$

#### **Combinaison de charge**

- Etat limite ultime ( $q_u$ )

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35(0.55) + 1.5(1) = 2.25KN/m^2$$

- Etat limite de service ( $q_s$ )

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 0.55 + 1 = 1.55KN/m^2$$

**9.3. Détermination des efforts revenant à chaque élément :****a) Efforts revenant aux pannes**

On distingue trois types de pannes :

La panne faîtière

La panne sablière

La panne intermédiaire (panne courante)

La panne travail en flexion déviée sous la charge  $q_p$

La plus grande portée des pannes est de  $L_p=3m$

**a.1) Espacement des pannes :**

$$e_p = \frac{l}{n} \text{ et } 0.8 \text{ m} \leq e_p \leq 1.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } n = \frac{l}{e_p}$$

Avec: n: nombre d'espacement

l: c'est la portée de la poutre inclinée

$l=10.20m$

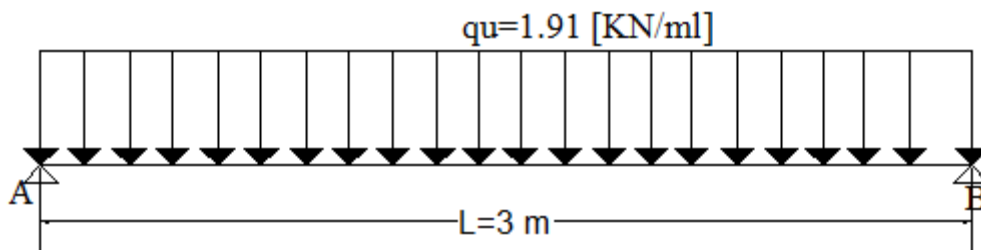
$$\frac{10.20}{0.8} \geq n \geq \frac{10.20}{1.8} \Rightarrow 12.75 \geq n \geq 5.66 \quad (\text{on prend } n = 12)$$

$$e_p = \frac{l}{n} = \frac{10.20}{12} = 0.85$$

On prend  $e_p = 0.85m$

**a.2) calcul du chargement revenant à la panne (ELU)**

$$q_{pu} = q_u \times e_p = 2.25 \times 0.85 = 1.91 \text{ KN/ml}$$



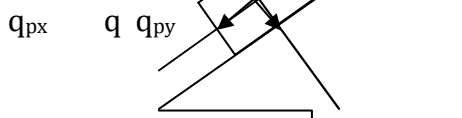
**Figure III.65 : schéma statique de la panne**

Les projections sur les axes

$q_p$

y x

$q_{px}$



$$\text{Suivant (x-x')} \longrightarrow q_{p(x-x')} = q_{pu} \times \sin \alpha = 1.91 \times \sin(27.77) = 0.89 \text{ KN/ml}$$



Suivant (y-y)  $\longrightarrow q_{p(y-y)} = q_{pu} \times \cos\alpha = 1.91 \times \cos(27.77) = 1.69 \text{ KN/ml}$

• **Vérification de contrainte admissible du bois**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie Id'après les règles **CB71.5** la contrainte admissible forfaitaire  $\bar{\sigma}_f$  dans ce bois travaillant en flexion simple est :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

On doit vérifier que :  $\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \times v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \times v \leq \bar{\sigma}_f$

$\sigma_f$  : Contrainte dans le bois

$M_{fx}$  : le moment fléchissant dans le sens (x-x)

$I_{xx}$  : l'inertie de la panne dans le sens (x-x)

$v$  : distance entre le centre de gravité de la section et la fibre la plus sollicitée

$M_{fy}$  : moment fléchissant dans le sens (y-y)

$I_{yy}$  : l'inertie de la panne dans le sens (y-y)

$\bar{\sigma}_f$  : Contrainte limite admissible dans le bois

**1) Calcul des moments fléchissant**

$$M_{fx} = \frac{q_{p(x-x)} \times l^2}{8} = \frac{0.89 \times 3^2}{8} = 1.001 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{p(y-y)} \times l^2}{8} = \frac{1.69 \times 3^2}{8} = 1.90 \text{ KN.m}$$

**2) Moment modules de résistance**

$$W_x = I_{xx}/v = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7.5 \times 25^2}{6} = 781.25 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_{yy}/v = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 7.5^2}{6} = 234.375 \text{ cm}^3$$

On aura

$$\sigma_f = \frac{1.001 \times 10^4}{781.25} + \frac{1.90 \times 10^4}{234.375} = 93.879 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{93.879 \text{ daN}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_f = \frac{142 \text{ daN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**3) Vérification de la flèche sous G+Q : (Art 4.962/CBA71)**

La valeur de la flèche admissible de la panne est:  $\bar{f} = l/300 \Rightarrow 300/300 = 1\text{cm}$ . La

flèche est donnée par la formule :  $f = \frac{5\sigma_f l^2}{48Ef \times 0.5h}$

**Ef** : module de déformation du bois : **Ef=11000( $\bar{\sigma}_f$ )<sup>1/2</sup>**

Ef=11000(142)<sup>1/2</sup>=131080.13daN/cm<sup>2</sup>

➤ Calcul de  $\sigma_f$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1.001 \times 10^4}{781.25} = 12.81 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{1.90 \times 10^4}{234.375} = 81.06 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 93.87 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 93.87 \times 9}{48 \times 131080.13 \times 12.5} = 0.53 \text{ cm}$$

$$f = 0.53\text{cm} < \bar{f} = 1\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) efforts revenant aux chevrons**

Le calcul des cheverons se fera en flexion simple avec une portée de  $L_c=0.85\text{m}$  et un espacement de 40cm et une charge permanentent appliquée

$g_c = g_{(tuile)} + g_{(chevrons)}$ , il est considéré comme une poutre appuis sur plusieurs appuis, la section des chevrons adopté  $(4 \times 6) \text{ cm}^2$ .

**1) calcul des sollicitations**

$$g_{(chevrons)} = (b \times h) \times \rho_{bois} \Rightarrow g_{(chevrons)} = (0.04 \times 0.06) \times 6 = 0.0144 \text{ KN/ml}$$

$$G_{chevrons} = 0.0144 + (0.45 \times 0.40) = 0.1944 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35(0.1944) + 1.5(0.4) = 0.87 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 0.1944 + 0.4 = 0.5944 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.87 \times 0.85^2}{8} = \mathbf{0.078 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

Moment en travée :  $M_t = 0.66M_0 \Rightarrow M_t = 0.051 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M_a = -0.8M_0 \Rightarrow M_a = -0.062 \text{ KN.m}$

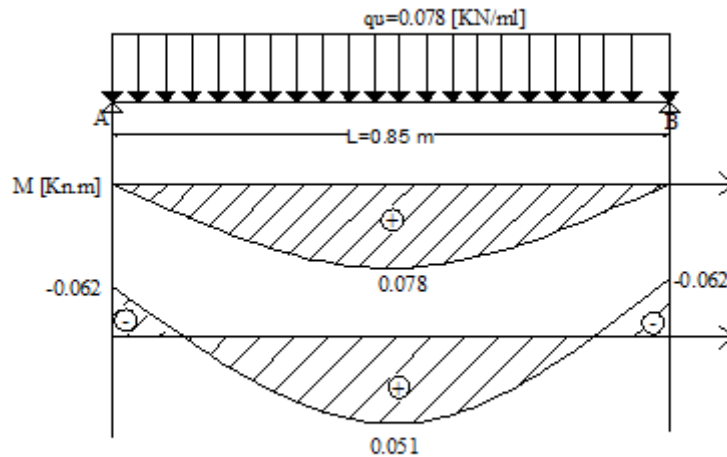


Figure III.66 : Diagramme des moments dans les chevrons

## 2) vérification des contraintes

### 1) module de résistance des chevrons :

$$W_{chevrons} = I_{yy}/v = b \times h^2/6 = 4 \times 6^2/6 = 24 \text{ cm}^3$$

### 2) calcul des contraintes :

#### -Aux appuis :

$$\sigma_{appuis} = M_a/W_c \Rightarrow 0.062 \times 10^4/24 = 25.83 \text{ daN/cm}^2$$

#### -En travée :

$$\sigma_{travée} = M_t/W_c \Rightarrow 0.051 \times 10^4/24 = 21.25 \text{ daN/cm}^2$$

## 3) vérification de la flèche

#### -aux appuis

$$f_{ad} = l/200 \Rightarrow 85/200 = 0.425 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5\sigma_f l^2}{48E_f \times 0.5h} = \frac{5 \times 25.83 \times 85^2}{48 \times 131080.13 \times 3} = 0.049$$

$$f = 0.049 \text{ cm} < f_{ad} = 0.425 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-En travée**

$$f_{ad}=l/200 \Rightarrow 85/200=0.425\text{cm}$$

$$f = \frac{5\sigma_f l^2}{48E_f \times 0.5h} = \frac{5 \times 21.25 \times 85^2}{48 \times 131080.13 \times 3} = 0.040$$

$$f = 0.040\text{cm} < f_{ad} = 0.425\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c) les efforts revenant aux liteaux :**

Le calcul des liteaux se fera comme celui des pannes on prend pour la section des liteaux (3x3) cm<sup>2</sup>, l'espacement des liteaux est égale à ep=0.32m la longueur de la tuile, et une portée L<sub>i</sub>=0.4m (espacement des chevrons) la section des liteaux est (3x3) cm<sup>2</sup>

Poids (tuile +liteaux):0.45KN/m<sup>2</sup>

**1) calcul des sollicitations**

$$q_u = (1.35 \times 0.45 + 1.5 \times 1) \times 0.32 = 0.6744\text{KN/ml}$$

$$q_s = (0.45 + 1) \times 0.32 = 0.464\text{KN/ml}$$

Projection sur les axes (x-x) et (y-y)

**Selon (x-x)**

$$q_{(x-x)} = q_u \times \sin 27.77 \Rightarrow q_{(x-x)} = 0.6744 \times \sin 27.77 = 0.314\text{KN/ml}$$

**Selon (y-y)**

$$q_{(y-y)} = q_u \times \cos 27.77 \Rightarrow q_{(y-y)} = 0.6744 \times \cos 27.77 = 0.596\text{KN/ml}$$

**Calcul des moments fléchissant****Selon (x-x)**

$$M_{(x-x)} = \frac{q_{(x-x)} \times l^2}{8} = \frac{0.314 \times 0.4^2}{8} = 0.006\text{KN.m}$$

**Selon (y-y)**

$$M_{(y-y)} = \frac{q_{(y-y)} \times l^2}{8} = \frac{0.596 \times 0.4^2}{8} = 0.0119\text{KN.m}$$

**Calcul des modules de résistance**

$$W_x = I_{xx}/v = (bh^3/12)(2/h) = bh^2/6 = (3 \times 3^2)/6 = 4.5\text{cm}^3$$

$$W_y = I_{yy}/v = (hb^3/12)(2/b) = hb^2/6 = (3 \times 3^2)/6 = 4.5\text{cm}^3$$

Calcul de la contrainte dans les liteaux

$$\sigma_f = \frac{0.006 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.0119 \times 10^4}{4.5} = 39.77 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 39.77 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**2) vérification de la flèche**

la valeur de la flèche est fixée par les règles C13.71 pour les pannes est donnée par :

$$f_{ad} = 40/200 = 0.20 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{0.006 \times 10^4}{4.5} = 13.33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{0.0119 \times 10^4}{4.5} = 26.44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 29.61 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 29.61 \times 40^2}{48 \times 131080.13 \times 1.5} = 0.025 \text{ cm}$$

$$f = 0.025 \text{ cm} < \bar{f} = 0.20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**9.4. Assemblage de la charpente :**

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq e/9 \\ e \geq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq e/11 \end{array} \right\} \text{ pour le bois dur et le bois sec} \\ \text{(Art 4.62.123 CB71)}$$

Avec  $e$  : épaisseur du bois le plus mince à assembler (liteaux)

$d$  : diamètre des clous

**Remarque :**

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

# CHAPITRE IV :

## Etude du contreventement

### IV.1. Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages,

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer « une inertie fictive ».

### IV .2. Inertie des voiles :

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

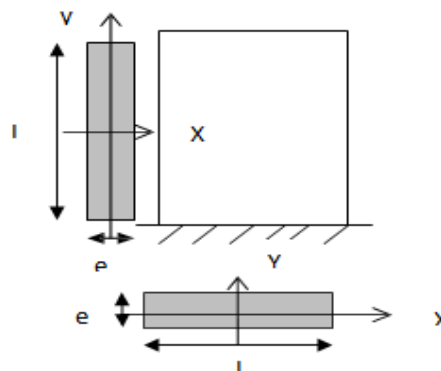


Fig. IV 1 : les voiles longitudinales et transversales

#### a) Les voiles longitudinaux

$$I_y = el^3/12$$

$I_x = le^3/12 \ll I_y \Rightarrow$  On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

#### b) Les voiles transversaux

$$I_x = el^3/12$$

$I_y = le^3/12 \ll I_x \Rightarrow$  On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

**Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux :**

Niveau	voile	L(m)	e(m)	Iy(m)	Iy totale (m <sup>4</sup> )
E-S, RDC, 1, 2, 3, 4, 5	<b>VL1</b>	2,5	0,20	0,26	<b>10,112</b>
	<b>VL1</b>	2,5	0,20	0,26	
	<b>VL1</b>	2,5	0,20	0,26	
	<b>VL1</b>	2,5	0,20	0,26	
	<b>VL2</b>	1,5	0,20	0,056	
	<b>VL2</b>	1,5	0,20	0,056	
	<b>VL2</b>	1,5	0,20	0,056	
	<b>VL2</b>	1,5	0,20	0,056	

**Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux :**

Niveau	voile	L(m)	e(m)	Ix(m <sup>4</sup> )	Ix totale (m <sup>4</sup> )
E-S, RDC, 1, 2, 3, 4, 5	<b>VT1</b>	2,5	0,20	0,26	<b>32,392</b>
	<b>VT2</b>	2	0,20	0,133	
	<b>VT2</b>	2	0,20	0,133	
	<b>VT2</b>	2	0,20	0,133	
	<b>VT3</b>	4,5	0,20	1,518	
	<b>VT3</b>	4,5	0,20	1,518	
	<b>VT4</b>	2,2	0,20	0,177	
	<b>VT4</b>	2,2	0,20	0,177	

**IV.3. calcul des rigidités au niveau des portiques :****IV.3.1. présentation de la méthode :**

Pour l'étude des portiques sollicités par des efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et poteaux de chaque portique.

➤ **Hypothèses de calcul :**

- les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau des plancher.
- les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - rectangulaire pour le vent
  - triangulaire pour le séisme
- la raideur des poteaux ne doit pas être faible devant celle des poutres
- la raideur des travées adjacente d'une même portée ne doit pas être trop différente.

**IV.3.2. Etapes de calcul :****1. Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :**



Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

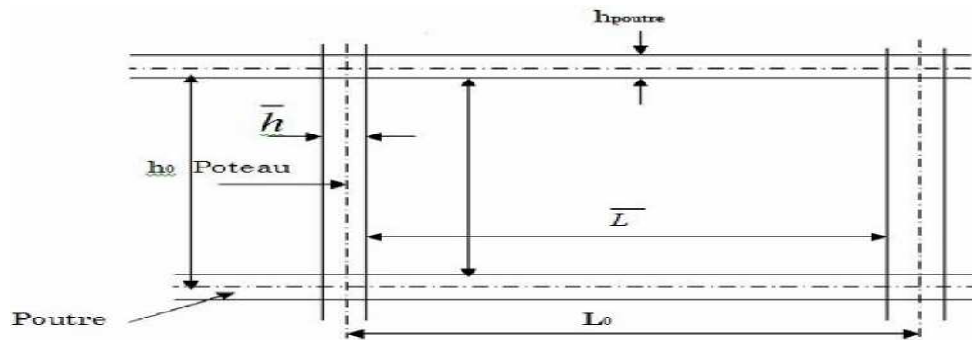


Fig IV.2 : Identification des paramètres.

Avec :

**I** : Moment d'inertie de l'élément

**hc, Lc** : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement:

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

**h** : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

**L** : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

**h0** : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

**hp** : Hauteur de la poutre.

**ep** : Largeur des poteaux.

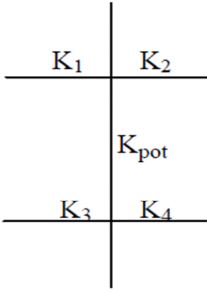
**L0** : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

**K** : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

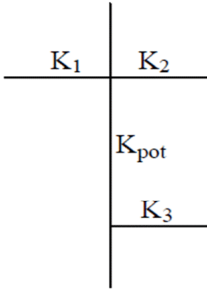
## 2. calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

### ➤ Cas d'étage courant :

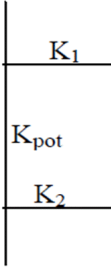
En général : 
$$K = \frac{\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}}{2K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_{pot}}$$

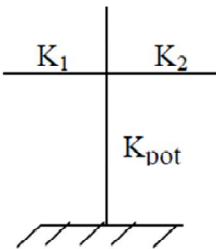


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_{pot}}$$

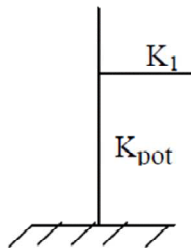


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_{pot}}$$

➤ **Cas de RDC**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

**Tableau IV.3 : rigidités des poteaux longitudinaux**

Niveau	section	$h_0$	$\bar{h}$	$\frac{1}{2}e_p$	$h_c$	$I_p$	$K_p$
2 <sup>ème</sup> E-sol	50x55	403	368	25	393	693229,16	1763,94
1 <sup>er</sup> E-sol RDC	50x50	408	373	25	398	520833,33	630,23
Etages 1-2-3	40x40	306	271	20	291	213333,33	733,10
Etages 4-5	30x30	306	271	15	286	67500	236,01
Toiture	30x30	476	441	15	456	67500	148,02

**Tableau IV.4 : rigidité des poteaux transversaux**

Niveau	section	$h_0$	$\bar{h}$	$\frac{1}{2}e_p$	$h_c$	$I_p$	$K_p$
2 <sup>ème</sup> E-sol	50x55	403	368	25	393	572916,66	14457,80

1 <sup>er</sup> E-sol RDC	50x50	408	373	25	398	520833,33	630,23
Etages 1-2-3	40x40	306	271	20	291	213333,33	733,10
Etages 4-5	30x30	306	271	15	286	67500	236,01
Toiture	30x30	476	441	15	456	67500	148,02

**Tableau IV.5 : rigidités des poutres longitudinales**

cm <sup>2</sup>			cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	travée	section	L <sub>0</sub>	$\bar{L}$	$\frac{1}{2}h_{poutre}$	L <sub>c</sub>	I <sub>p</sub>	K <sub>p</sub>
2 <sup>ème</sup> s-sol	A-B	25x35	360	330	17.5	347.5	89322.916	257.044
	B-C		390	360		377.5		236.616
	C-D		390	360		377.5		236.616
	D-E		390	360		377.5		236.616
	E-F		390	360		377.5		236.616
	F-G		360	330		347.5		257.044
1 <sup>er</sup> s-sol	A-B	25x35	360	330	17.5	347.5	89322.916	257.044
	B-C		390	360		377.5		236.616
	C-D		390	360		377.5		236.616
	D-E		390	360		377.5		236.616
	E-F		390	360		377.5		236.616
	F-G		360	330		347.5		257.044
RDC	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398
Etagé1	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398
Etagé 2	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398

Etagé 3	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398
Etagé 4	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398
Etagé 5	A-B	25x35	360	335	17.5	352.5	89322.916	253.398
	B-C		390	365		382.5		233.523
	C-D		390	365		382.5		233.523
	D-E		390	365		382.5		233.523
	E-F		390	365		382.5		233.523
	F-G		360	335		352.5		253.398

**Tableau IV.6 : rigidités des poutres transversales**

cm <sup>2</sup>			cm				cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
Niveau	travée	section	L <sub>0</sub>	$\bar{L}$	$\frac{1}{2} h_{poutre}$	L <sub>c</sub>	I <sub>p</sub>	K <sub>p</sub>
2 <sup>ème</sup> s-sol	1-2	25x35	450	415	17.5	432.5	45572.916	105.370
	2-3		450	415		432.5		105.370
	3-4		450	415		432.5		105.370
	4-5		450	415		432.5		105.370
1 <sup>er</sup> s-sol	1-2	25x35	450	415	17.5	432.5	45572.916	105.370
	2-3		450	415		432.5		105.370
	3-4		450	415		432.5		105.370
	4-5		450	415		432.5		105.370
RDC	1-2	25x35	450	420	17.5	437.5	45572.916	104.166
	2-3		450	420		437.5		104.166
	3-4		450	420		437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166
Etagé1	1-2	25x35	450	420	17.5	437.5	45572.916	104.166
	2-3		450	420		437.5		104.166
	3-4		450	420		437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166
Etagé 2	1-2	25x35	450	420	17.5	437.5	45572.916	104.166
	2-3		450	420		437.5		104.166
	3-4		450	420		437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166
Etagé 3	1-2		450	420	17.5	437.5	45572.916	104.166
	2-3		450	420		437.5		104.166

	3-4	25x35	450	420		437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166
Etage 4	1-2		450	420		437.5	45572.916	104.166
	2-3		450	420		437.5		104.166
	3-4	25x35	450	420	17.5	437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166
Etage 5	1-2		450	420		437.5	45572.916	104.166
	2-3	25x35	450	420	17.5	437.5		104.166
	3-4		450	420		437.5		104.166
	4-5		450	420		437.5		104.166

### 3. calcul des coefficients correcteurs « aj »

➤ Niveau courant  $a_j = \bar{K}/(2 + \bar{K})$

➤ Niveau E sol  $a_j = (0.5 + \bar{K})/(2 + \bar{K})$

### 4. calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

➤ Niveau courant  $r_j = a_j k_{pot} 12 E/hc^2$

➤ Niveau E sol

-poteau encastre à sa base  $r_j = a_j k_{pot} 12 E/hc^2$

-poteau articulé à sa base  $r_j = a_j k_{pot} 3 E/hc^2$

E : module de déformation du béton  $E = 3.216 \times 105 daN/cm^2$

### 5. calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$R_j = \frac{12E}{hc^2} (\sum a_j \times k_{pot})$$

### 6. calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y

$R_{jx} = \sum r_{jx} \Rightarrow$  pour chaque niveau dans le sens longitudinal

$R_{jy} = \sum r_{jy} \Rightarrow$  pour chaque niveau dans le sens transversal

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.7 : rigidités des portiques dans le sens longitudinal**

Niveau	Travée	poteau	K (poutre)	K (poteau)	$\bar{K}$	$a_j$	$h_c$	$r_{jx}$	$R_{jx}$
2 <sup>eme</sup> E sol	A-B	A	257.044		0,145	0,300		132,22	1011,97
	B-C	B	236.616		0,279	0,341		150,29	
	C-D	C	236.616		0,268	0,338		148,97	
	D-E	D	236.616	1763,94	0,268	0,338	393	148,97	
	E-F	E	236.616		0,268	0,338		148,97	
	F-G	F	257.044		0,279	0,341		150,29	
		G			0,145	0,300		132,22	
1 <sup>er</sup> E sol	A-B	A	257.044		0,407	0,169		25,94	
	B-C	B	236.616		0,783	0,281		43,14	

	C-D D-E E-F F-G	C D E F G	236.616 236.616 236.616 257.044	630,23	0,750 0,750 0,750 0,783 0,407	0,272 0,272 0,272 0,281 0,169	398	41,76 41,76 41,76 43,14 25,94	263,47
RDC	A-B B-C C-D D-E E-F F-G	A B C D E F G	253.398 233.523 233.523 233.523 233.523 253.398	630,23	0,404 0,777 0,745 0,745 0,745 0,777 0,404	0,168 0,279 0,271 0,271 0,271 0,279 0,168	398	25,79 42,83 41,61 41,61 41,61 42,83 25,79	262,09
Etage 1, 2, 3	A-B B-C C-D D-E E-F F-G	A B C D E F G	253.398 233.523 233.523 233.523 233.523 253.398	733,10	0,345 0,664 0,637 0,637 0,637 0,664 0,345	0,147 0,249 0,241 0,241 0,241 0,249 0,147	291	49,11 83,19 80,51 80,51 80,51 83,51 49,11	506,15
Etage 4, 5	A-B B-C C-D D-E E-F F-G	A B C D E F G	253.398 233.523 233.523 233.523 233.523 253.398	236,01	1,073 2,063 1,978 1,978 1,978 2,063 1,073	0,349 0,507 0,497 0,497 0,497 0,507 0,349	286	38,86 56,45 55,34 55,34 55,34 56,45 38,86	356,65
toiture	A-B B-C C-D D-E E-F F-G	A B C D E F G	253.398 233.523 233.523 233.523 233.523 253.398	148,02	1,711 3,289 3,155 3,155 3,155 3,289 1,711	0,461 0,621 0,612 0,612 0,612 0,621 0,461	456	12,66 17,06 16,81 16,81 16,81 17,06 12,66	109,88

**Tableau IV.8 : rigidités des portiques dans le sens transversal**

Niveau	Travée	poteau	K (poutre)	K (poteau)	$\bar{K}$	$a_j$	$h_c$	$r_{jx}$	$R_{jx}$
2 <sup>eme</sup> E sol	1-2 2-3 3-4 4-5	1 2 3 4 5	105.370 105.370 105.370 105.370	14457,80	0,007 0,014 0,014 0,014 0,007	0,252 0,255 0,255 0,255 0,252	393	910,36 921,20 921,20 921,20 910,36	4584,33
1 <sup>er</sup> E sol	1-2 2-3 3-4 4-5	1 2 3 4 5	105.370 105.370 105.370 105.370	630,23	0,167 0,334 0,334 0,334 0,167	0,077 0,143 0,143 0,143 0,077	398	11,82 21,95 21,95 21,95 11,82	89,51

RDC	1-2	1	104.166	630,23	0,166	0,076	398	11,66	88,74
	2-3	2	104.166		0,332	0,142		21,80	
	3-4	3	104.166		0,332	0,142		21,80	
	4-5	4	104.166		0,332	0,142		21,80	
		5			0,166	0,076		11,66	
Etagé 1, 2, 3	1-2	1	104.166	733,10	0,142	0,066	291	22,05	168,38
	2-3	2	104.166		0,284	0,124		41,42	
	3-4	3	104.166		0,284	0,124		41,42	
	4-5	4	104.166		0,284	0,124		41,42	
		5			0,142	0,066		22,05	
Etagé 4, 5	1-2	1	104.166	236,01	0,441	0,180	286	20,04	142,30
	2-3	2	104.166		0,882	0,306		34,07	
	3-4	3	104.166		0,882	0,306		34,07	
	4-5	4	104.166		0,882	0,306		34,07	
		5			0,441	0,180		20,04	
Toiture	1-2	1	104.166	148,02	0,703	0,260	456	7,14	48,24
	2-3	2	104.166		1,407	0,412		11,31	
	3-4	3	104.166		1,407	0,412		11,31	
	4-5	4	104.166		1,407	0,412		11,31	
		5			0,703	0,260		7,14	

#### IV.4. calcul rigidités des voiles par niveau :

- Dans le sens longitudinal :  $R_{VX} = 12EI_Y/h^3$
- Dans le sens transversal :  $R_{VY} = 12EI_X/h^3$

**Tableau IV.9 :** calcul des rigidités des voiles longitudinaux

Niveau	voile	h (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	E (daN/cm <sup>2</sup> )	R <sub>VX</sub> (daN/cm)	ΣR <sub>VX</sub> (daN/cm)
2 <sup>ème</sup> E-S	VL1	368	26041666,67	321641.95	2016876,25	9810086,08
	VL1	368	26041666,67	321641.95	2016876,25	
	VL1	368	26041666,67	321641.95	2016876,25	
	VL1	368	26041666,67	321641.95	2016876,25	
	VL2	368	5625000	321641.95	435645,27	
	VL2	368	5625000	321641.95	435645,27	
	VL2	368	5625000	321641.95	435645,27	
	VL2	368	5625000	321641.95	435645,27	
1 <sup>ème</sup> E-S RDC	VL1	373	26041666,67	321641.95	1936851,003	9420843,25
	VL1	373	26041666,67	321641.95	1936851,003	
	VL1	373	26041666,67	321641.95	1936851,003	
	VL1	373	26041666,67	321641.95	1936851,003	
	VL2	373	5625000	321641.95	418359,81	
	VL2	373	5625000	321641.95	418359,81	
	VL2	373	5625000	321641.95	418359,81	
	VL2	373	5625000	321641.95	418359,81	
Etages 1, 2, 3, 4, 5	VL1	271	26041666,67	321641.95	5050272,77	24564526,72
	VL1	271	26041666,67	321641.95	5050272,77	
	VL1	271	26041666,67	321641.95	5050272,77	
	VL1	271	26041666,67	321641.95	5050272,77	
	VL2	271	5625000	321641.95	1090858,91	

	VL2	271	5625000	321641.95	1090858,91	
	VL2	271	5625000	321641.95	1090858,91	
	VL2	271	5625000	321641.95	1090858,91	

**Tableau IV.10** : calcul des rigidités des voiles transversaux

Niveau	voile	h (cm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	E (daN/cm <sup>2</sup> )	R <sub>vy</sub> (daN/cm)	ΣR <sub>vy</sub> (daN/cm)
2 <sup>eme</sup> E-S	VT1	368	26041666,67	321641.95	2016876,25	31388532,13
	VT2	368	13333333,33	321641.95	1032640,64	
	VT2	368	13333333,33	321641.95	1032640,64	
	VT2	368	13333333,33	321641.95	1032640,64	
	VT3	368	151875000	321641.95	11762422,29	
	VT3	368	151875000	321641.95	11762422,29	
	VT4	368	17746666,67	321641.95	1374444,69	
	VT4	368	17746666,67	321641.95	1374444,69	
1 <sup>eme</sup> E-S RDC	VT1	373	26041666,67	321641.95	1936851,003	30143103,67
	VT2	373	13333333,33	321641.95	991667,71	
	VT2	373	13333333,33	321641.95	991667,71	
	VT2	373	13333333,33	321641.95	991667,71	
	VT3	373	151875000	321641.95	11295715,05	
	VT3	373	151875000	321641.95	11295715,05	
	VT4	373	17746666,67	321641.95	1319909,72	
	VT4	373	17746666,67	321641.95	1319909,72	
Etages 1, 2, 3, 4, 5	VT1	271	26041666,67	321641.95	5050272,77	78597112,28
	VT2	271	13333333,33	321641.95	2585739,65	
	VT2	271	13333333,33	321641.95	2585739,65	
	VT2	271	13333333,33	321641.95	2585739,65	
	VT3	271	151875000	321641.95	29453190,8	
	VT3	271	151875000	321641.95	29453190,8	
	VT4	271	17746666,67	321641.95	3441619,48	
	VT4	271	17746666,67	321641.95	3441619,48	

#### IV.5. détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

##### IV.5.1. Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $I = 1\text{m}^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à un tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, La flèche est donnée par la relation :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

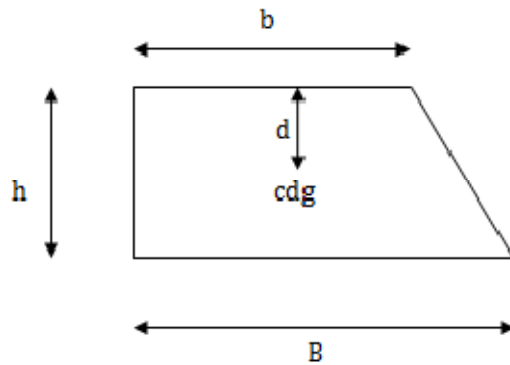
Avec :



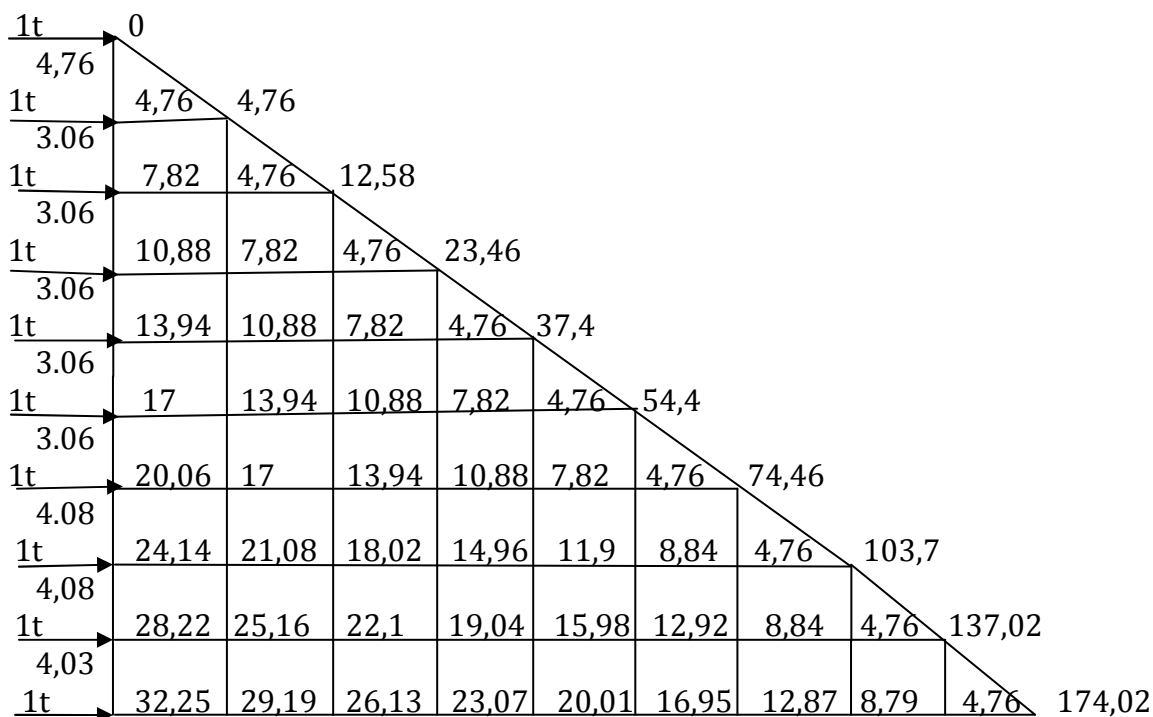
$S_i$ : Surface de trapèze.

$d_i$ : Distance entre le centre de gravité de trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(B+b)h}{2} \quad d = \frac{(2B+b)h}{3(B+b)} / 3(B+b)$$



**Figure IV.3** : schéma de calcul de la flèche



**Figure IV.4** : Diagramme des moments.

#### IV.5.2. calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le tableau suivant donne les aires «  $S_i$  » et la position du centre de gravité «  $d_i$  » par le diagramme des moments :

**Tableau IV.11** : les flèches dans les refends.

Niv	h(m)	Bi(m)	bi(m)	di(m)	Si(m <sup>2</sup> )	Si .di	fi .EI
6	4,76	4,76	0	3,17	11,32	35,88	4008,08
5	3.06	12,58	4,76	1,76	26,53	46,69	3972,2
4	3.06	23,46	12,58	1,68	55,14	92,63	3925,51
3	3.06	37,4	23,46	1,64	93,11	152,70	3832,88
2	3.06	54,4	37,4	1,62	140,45	227,52	3680,18
1	3.06	74,46	54,4	1,60	197,15	315,44	3452,66
RDC	4.08	103,7	74,46	2,15	363,44	781,39	3137,22
1 <sup>er</sup> E-s	4,08	137,02	103,7	2,13	491,06	1045,95	2355,83
2 <sup>eme</sup> E-s	4,03	174,02	137,02	2,09	626,74	1309,88	1309,88

Avec :  $f_{2Esol} = \frac{626,74 \times 2,09}{EI} = \frac{1309,88}{EI}$  et  $f_{1Esol} = \frac{(626,74 \times 2,09) + (491,06 \times 2,13)}{EI} = \frac{2355,83}{EI}$

$$f_{RDC} = \frac{3137,22}{EI} \quad f_1 = \frac{3452,66}{EI} \quad f_2 = \frac{3680,18}{EI} \quad f_3 = \frac{3832,88}{EI}$$

$$f_4 = \frac{3925,51}{EI} \quad f_5 = \frac{3972,2}{EI} \quad f_6 = \frac{4008,08}{EI}$$

#### IV.5.3. calcul de déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

##### ➤ Calcul du déplacement de portique

La translation est donnée par

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h \quad \text{Avec} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au n<sup>ème</sup> niveau ;

$F_i$  : Flèche du n<sup>ème</sup> niveau ;

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du n<sup>ème</sup> niveau.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du n<sup>ème</sup> niveau ;  $\sum K_{pn} = \sum I_{pn}/h$

$E$  : Module d'élasticité ;

$h$  : Hauteur libre d'étage ;

$I_{pn}$  : Inertie des poteaux du niveau « n » ;

$M_n$  : Moment d'étage.  $M_n = T_n \times h$

$T_n$  : Effort tranchant du niveau « n »

##### La rotation d'étage

-pour les poteaux articulés au 1<sup>er</sup> niveau :  $E_{\theta 1} = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

-pour les poteaux encastrés à la base 1<sup>er</sup> niveau :  $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

-pour les poteaux d'étage courant :  $E_{\theta n} = \frac{2M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

➤ **Inerties fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques. L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n} \quad \text{Avec :}$$

$F_n$ : Flèche des refends au niveau « n ».

$\Delta_n$ : Déplacement du portique au niveau « n ».

Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).**

N	Portique	$\Sigma K_{tn}$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma K_{pn}$ (m <sup>3</sup> )	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	E $\theta_n$	E $\Psi_n$	E $\Delta_n$	$\Sigma E\Delta_n$	If(m <sup>4</sup> )	$\Sigma If$
6	A-A	0,00025	0,00014	4,76	0	793,33	4278,32	20364,80	145544,05	0,275	2.475
	B-B	0,00023		4,76	0	862,31	4403,97	20962,89			
	C-C	0,00023		4,76	0	862,31	4403,97	20962,89			
	D-D	0,00023		4,76	0	862,31	4403,97	20962,89			
	E-E	0,00023		4,76	0	862,31	4403,97	20962,89			
	F-F	0,00023		4,76	0	862,31	4403,97	20962,89			
	G-G	0,00025		4,76	0	793,33	4278,32	20364,80			
5	A-A	0,00025	0,00023	7,82	4,76	2096,66	5439,99	16646,36	119992,57	0,331	2,979
	B-B	0,00023		7,82	4,76	2278,98	5666,66	17339,97			
	C-C	0,00023		7,82	4,76	2278,98	5666,66	17339,97			
	D-D	0,00023		7,82	4,76	2278,98	5666,66	17339,97			
	E-E	0,00023		7,82	4,76	2278,98	5666,66	17339,97			
	F-F	0,00023		7,82	4,76	2278,98	5666,66	17339,97			
	G-G	0,00025		7,82	4,76	2096,66	5439,99	16646,36			
4	A-A	0,00025	0,00023	10,88	7,82	3116,66	7568,68	23160,16	166946,32	0,235	2,115
	B-B	0,00023		10,88	7,82	3387,68	7884,053	24125,20			
	C-C	0,00023		10,88	7,82	3387,68	7884,053	24125,20			
	D-D	0,00023		10,88	7,82	3387,68	7884,053	24125,20			
	E-E	0,00023		10,88	7,82	3387,68	7884,053	24125,20			
	F-F	0,00023		10,88	7,82	3387,68	7884,053	24125,20			
	G-G	0,00025		10,88	7,82	3116,66	7568,68	23160,16			
3	A-A	0,00025	0,00073	13,94	10,88	4136,66	6237,98	19088,21	139799,62	0,274	2,466
	B-B	0,00023		13,94	10,88	4496,37	6642,04	20324,64			
	C-C	0,00023		13,94	10,88	4496,37	6642,04	20324,64			
	D-D	0,00023		13,94	10,88	4496,37	6642,04	20324,64			
	E-E	0,00023		13,94	10,88	4496,37	6642,04	20324,64			
	F-F	0,00023		13,94	10,88	4496,37	6642,04	20324,64			
	G-G	0,00025		13,94	10,88	4136,66	6237,98	19088,21			
2	A-A	0,00025	0,00073	17	13,94	5156,66	7607,29	23278,30	170487,35	0,215	1,935
	B-B	0,00023		17	13,94	5605,07	8100,05	24786,15			
	C-C	0,00023		17	13,94	5605,07	8100,05	24786,15			
	D-D	0,00023		17	13,94	5605,07	8100,05	24786,15			
	E-E	0,00023		17	13,94	5605,07	8100,05	24786,15			
	F-F	0,00023		17	13,94	5605,07	8100,05	24786,15			
	G-G	0,00025		17	13,94	5156,66	7607,29	23278,30			
1	A-A	0,00025	0,00073	20,06	17	6176,66	9146,61	27988,62	205042,69	0,168	1,512
	B-B	0,00023		20,06	17	6713,76	9742,84	29813,09			
	C-C	0,00023		20,06	17	6713,76	9742,84	29813,09			
	D-D	0,00023		20,06	17	6713,76	9742,84	29813,09			
	E-E	0,00023		20,06	17	6713,76	9742,84	29813,09			
	F-F	0,00023		20,06	17	6713,76	9742,84	29813,09			
	G-G	0,00025		20,06	17	6176,66	9146,61	27988,62			
R D C	A-A	0,00025	0,00063	24,14	21,08	7536,66	11409,78	46551,90	340438,9	0,092	0,828
	B-B	0,00023		24,14	21,08	8192,02	12124,27	49467,02			
	C-C	0,00023		24,14	21,08	8192,02	12124,27	49467,02			
	D-D	0,00023		24,14	21,08	8192,02	12124,27	49467,02			
	E-E	0,00023		24,14	21,08	8192,02	12124,27	49467,02			
	F-F	0,00023		24,14	21,08	8192,02	12124,27	49467,02			
	G-G	0,00025		24,14	21,08	7536,66	11409,78	46551,90			
1 E S	A-A	0,00025	0,00063	28,22	25,16	8896,66	11408,02	46544,72	337199,29	0,030	0,27
	B-B	0,00023		28,22	25,16	9670,28	11966,17	48821,97			
	C-C	0,00023		28,22	25,16	9670,28	11966,17	48821,97			
	D-D	0,00023		28,22	25,16	9670,28	11966,17	48821,97			
	E-E	0,00023		28,22	25,16	9670,28	11966,17	48821,97			
	F-F	0,00023		28,22	25,16	9670,28	11966,17	48821,97			
	G-G	0,00025		28,22	25,16	8896,66	11408,02	46544,72			

2 E S	A-A	0,00025	0,00176	32,25	29,19	6453,78	4753,87	19158,09	137559,13	0,095	0,855
	B-B	0,00023		32,25	29,19	6796,46	4925,21	19848,59			
	C-C	0,00023		32,25	29,19	6796,46	4925,21	19848,59			
	D-D	0,00023		32,25	29,19	6796,46	4925,21	19848,59			
	E-E	0,00023		32,25	29,19	6796,46	4925,21	19848,59			
	F-F	0,00023		32,25	29,19	6796,46	4925,21	19848,59			
	G-G	0,00025		32,25	29,19	6453,78	4753,87	19158,09			

**Tableau IV.13 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).**

N	Portique	$\Sigma K_{tn}$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma K_{pn}$ (m <sup>3</sup> )	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	E $\theta_n$	E $\Psi_n$	E. $\Delta_n$	$\Sigma E\Delta_n$	lf(m <sup>4</sup> )	$\Sigma lf$
6	1-1	0,000104	0,00014	4,76	0	1907,05	6306,88	30020,74	150103,7	0,267	2,403
	2-2	0,000104		4,76	0	1907,05	6306,88	30020,74			
	3-3	0,000104		4,76	0	1907,05	6306,88	30020,74			
	4-4	0,000104		4,76	0	1907,05	6306,88	30020,74			
	5-5	0,000104		4,76	0	1907,05	6306,88	30020,74			
5	1-1	0,000104	0,00023	7,82	4,76	5040,06	9099,65	27844,92	139224,6	0,285	2,565
	2-2	0,000104		7,82	4,76	5040,06	9099,65	27844,92			
	3-3	0,000104		7,82	4,76	5040,06	9099,65	27844,92			
	4-4	0,000104		7,82	4,76	5040,06	9099,65	27844,92			
	5-5	0,000104		7,82	4,76	5040,06	9099,65	27844,92			
4	1-1	0,000104	0,00023	10,88	7,82	7491,98	12659,97	38739,5	193697,5	0,202	1,818
	2-2	0,000104		10,88	7,82	7491,98	12659,97	38739,5			
	3-3	0,000104		10,88	7,82	7491,98	12659,97	38739,5			
	4-4	0,000104		10,88	7,82	7491,98	12659,97	38739,5			
	5-5	0,000104		10,88	7,82	7491,98	12659,97	38739,5			
3	1-1	0,000104	0,00073	13,94	10,88	9943,91	12761,19	39049,24	195246,2	0,196	1,764
	2-2	0,000104		13,94	10,88	9943,91	12761,19	39049,24			
	3-3	0,000104		13,94	10,88	9943,91	12761,19	39049,24			
	4-4	0,000104		13,94	10,88	9943,91	12761,19	39049,24			
	5-5	0,000104		13,94	10,88	9943,91	12761,19	39049,24			
2	1-1	0,000104	0,00073	17	13,94	12395,83	15562,42	47621,00 5	238105,02	0,154	1,386
	2-2	0,000104		17	13,94	12395,83	15562,42	47621,00 5			

	3-3	0,000104		17	13,94	12395,83	15562,42	47621,00 5			
	4-4	0,000104		17	13,94	12395,83	15562,42	47621,00 5			
	5-5	0,000104		17	13,94	12395,83	15562,42	47621,00 5			
1	1-1	0,000104	0,00073	20,06	17	14847,75	18772,31	57443,26	287216,3	0,120	1,08
	2-2	0,000104		20,06	17	14847,75	18772,31	57443,26			
	3-3	0,000104		20,06	17	14847,75	18772,31	57443,26			
	4-4	0,000104		20,06	17	14847,75	18772,31	57443,26			
	5-5	0,000104		20,06	17	14847,75	18772,31	57443,26			
R D C	1-1	0,000104	0,00063	24,14	21,08	18116,98	22842,87	93198,9	465994,5	0,067	0,603
	2-2	0,000104		24,14	21,08	18116,98	22842,87	93198,9			
	3-3	0,000104		24,14	21,08	18116,98	22842,87	93198,9			
	4-4	0,000104		24,14	21,08	18116,98	22842,87	93198,9			
	5-5	0,000104		24,14	21,08	18116,98	22842,87	93198,9			
1 E S	1-1	0,000105	0,00063	28,22	25,16	21182,53	14851,86	60595,58	302977,9	0,077	0,693
	2-2	0,000105		28,22	25,16	21182,53	14851,86	60595,58			
	3-3	0,000105		28,22	25,16	21182,53	14851,86	60595,58			
	4-4	0,000105		28,22	25,16	21182,53	14851,86	60595,58			
	5-5	0,000105		28,22	25,16	21182,53	14851,86	60595,58			
2 E S	1-1	0,000105	0,01445	32,25	29,19	1055,6	1241,58	5003,56	25017,8	0,052	0,468
	2-2	0,000105		32,25	29,19	1055,6	1241,58	5003,56			
	3-3	0,000105		32,25	29,19	1055,6	1241,58	5003,56			
	4-4	0,000105		32,25	29,19	1055,6	1241,58	5003,56			
	5-5	0,000105		32,25	29,19	1055,6	1241,58	5003,56			

#### IV.6. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- Sens longitudinal (X-X) :

**Tableau IV.14 :** Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

	Inertie totale des niveaux (m4)	% de participation
Inertie totale des voiles	3,599	65,11
Inertie totale des portiques	1,928	34,88
Voiles + portique	5,527	100

- **Sens transversal (Y-Y) :**

**Tableau IV.15** : Les valeurs des inerties dans le sens transversal.

	Inertie totale des niveaux (m4)	% de participation
Inertie totale des voiles	1,12	41,221
Inertie totale des portiques	1,597	58,778
Voiles + portique	2,717	100

**Conclusion**

Notre système de contreventement est mixte, doit donc être assuré conjointement par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5, (**R=5**).

# CHAPITRE V :

## Modélisation et Vérification aux exigences du RPA



## V.1. Modélisation de la structure avec le logiciel ETABS

### 1.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent sous les charges verticales et horizontales, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. On utilise le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) qui est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis (MEF), 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 (**G,Q**) et dynamique (**séisme**).

### 1.2. Etapes de modélisation

#### A. Définir la géométrie de la structure

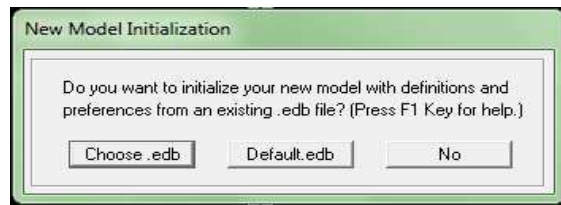
- **Choix de l'unité**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données à partir d'une liste déroulante à droite de la barre d'état.



- **Création d'un nouveau model**

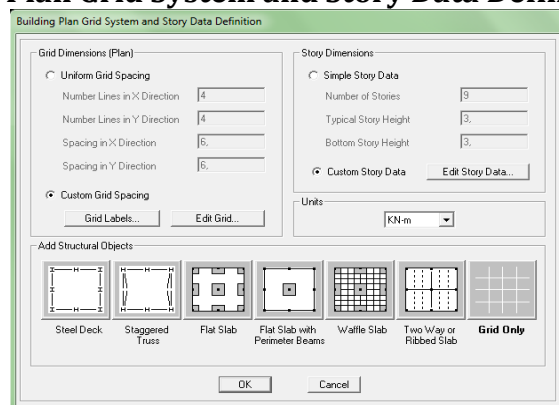
Pour créer un nouveau model on clique sur l'icône «**New Model** » (icône d'un nouveau fichier). Une boîte de dialogue s'affiche «**New Model Initialization**»



Trois choix s'offrent, on clique sur «**No**» pour créer un nouveau fichier vierge.

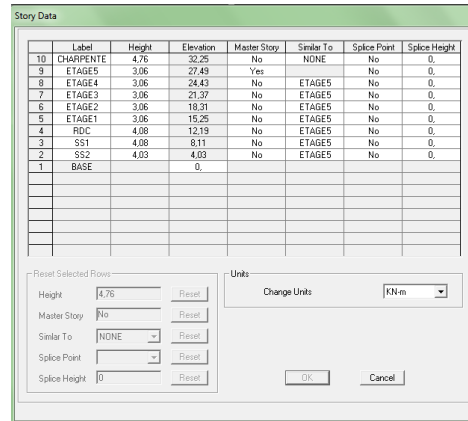
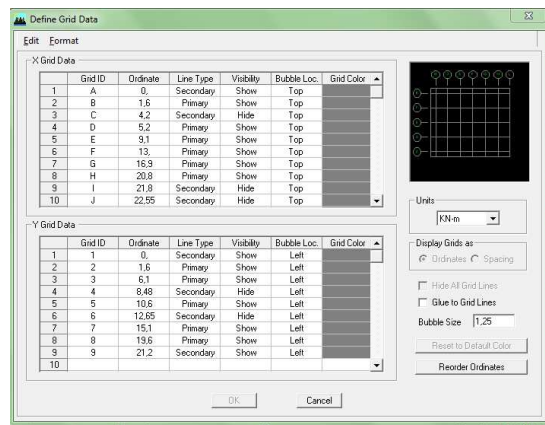
- **Caractéristique géométriques de la structure (Linge de construction)**

Après avoir cliqué sur la troisième case, une autre boîte de dialogue intitulée «**Building Plan Grid System and Story Data Definition**» apparaît,




-On introduit le nombre des lignes de construction suivant **x-x**, suivant **y-y** avec un simple clique sur «**Custom Grid Spacing** »

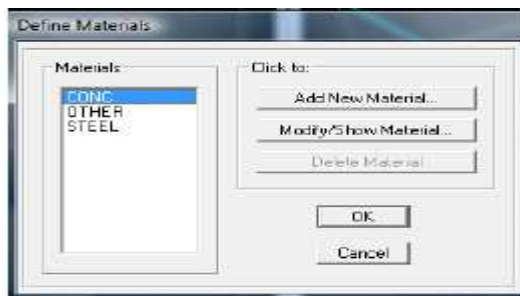
-On introduit le nombre d'étage (**Number of stories**) et les hauteurs des étages on cliquant sur «**Custom Story Data**»



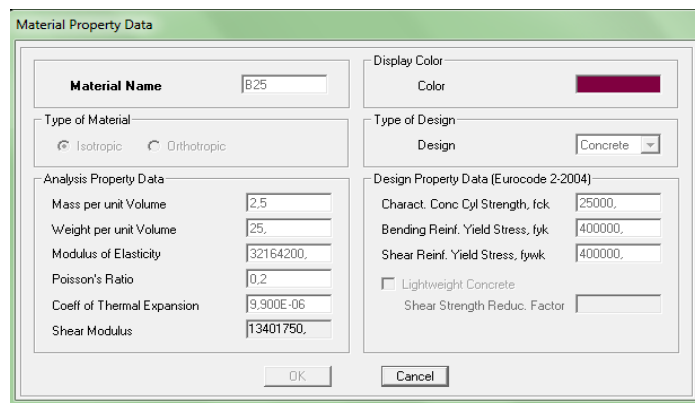
## B. Spécifier les caractéristiques géométrique et mécanique des éléments :

### 1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée «**Material Property Data**», on cliquant sur «**Define**» puis «**Material Properties**» ou bien sur  «**Define Material Properties**».



On sélectionne «**CONC**» et on clique sur «**Modify/Show Material**» la boîte de dialogue suivante s'affiche et on fait les modifications nécessaires.



Par suite en sélectionnant «**OTHER**» et en cliquant sur «**Modify/Show Material**» une boîte de dialogue s'affiche pour apporter les modifications nécessaires

**Material Property Data**

**Material Name**: B0

**Display Color**: [Color selection box]

**Type of Material**: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

**Type of Design**: ☐ None

**Analysis Property Data**:

- Mass per unit Volume: 0.
- Weight per unit Volume: 0.
- Modulus of Elasticity: 1.999E+08
- Poisson's Ratio: 0.
- Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
- Shear Modulus: 99950000.

**Design Property Data**: [Empty box]

OK Cancel

## 2. Caractéristique géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue «**Define Frame Properties**» on clique sur «**Define**» ⇒ «**Frame Section**» ou bien l'icône la boîte suivante s'affiche :

On clique sur «**Delete Property**» pour supprimer tout les Sections déjà existant dans le but de retrouver Facilement les séctios ajouter. Un clique sur «**Add Rectangular**» pour introduire les caractéristiques des éléments verticaux et horisontaux.

**Define Frame Properties**

**Properties**: Type in property to find: A-TWebPIPE

- A-Lsl8m
- A-LslCcl
- A-TlChdw10
- A-TlChdw12
- A-TlChdw14
- A-TWeb8
- A-TWeb10
- A-TWeb12
- A-TWebHSS0
- A-TWebHSS1
- A-TWebPIPE

**Click to:**

OK Cancel

### ➤ Pour les poteaux :

**Rectangular Section**

**Section Name**: POTSS2

**Properties**:  **Property Modifiers**:  **Material**: B25

**Dimensions**:

- Depth (t3): 0.55
- Width (t2): 0.5

**Concrete**:  **Display Color**: [Color selection box]

OK Cancel

**Reinforcement Data**

**Design Type**: ☒ Column ☐ Beam

**Configuration of Reinforcement**: ☒ Rectangular ☐ Circular

**Lateral Reinforcement**: ☒ Ties ☐ Spiral

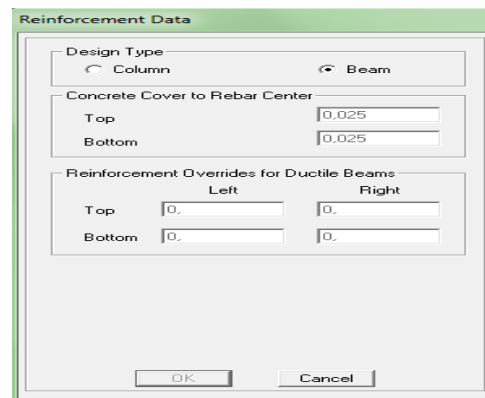
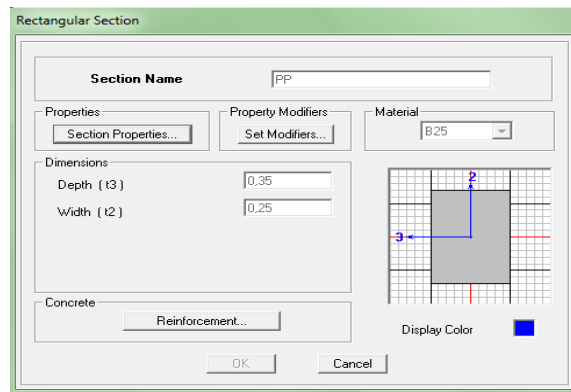
**Rectangular Reinforcement**:

- Cover to Rebar Center: 0.025
- Number of Bars in 3-dir: 3
- Number of Bars in 2-dir: 3
- Bar Size: #9
- Corner Bar Size: #9

**Check/Design**: ☐ Reinforcement to be Checked ☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

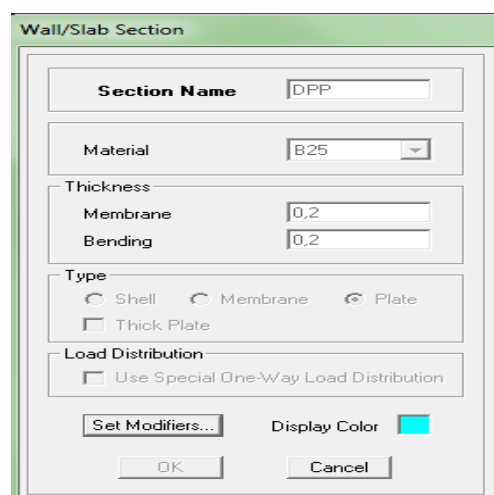
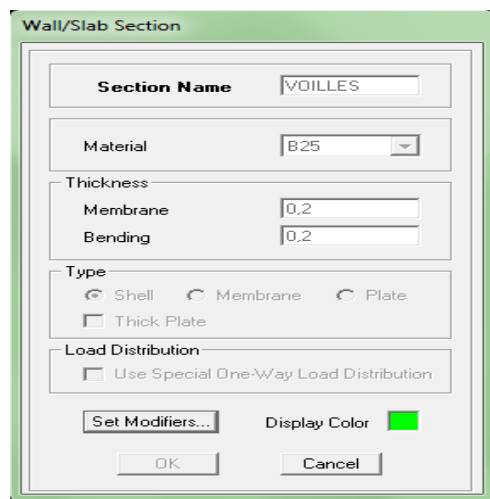
➤ Pour les poutres :



Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée «**Define Wall/Slab/Deck Section**» en cliquant sur «**Define**» ⇒ «**Wall/Slab/Deck Section**» ou bien sur l'icône



On clique sur «**Add New Slab**» ou «**Add New Wall**» pour ajouter des éléments tel que :



### 3. La disposition des éléments suivant les lignes de construction

#### a- Les poteaux :



La méthode consiste à se mettre en «**Plan view**» puis suivre les étapes suivantes :

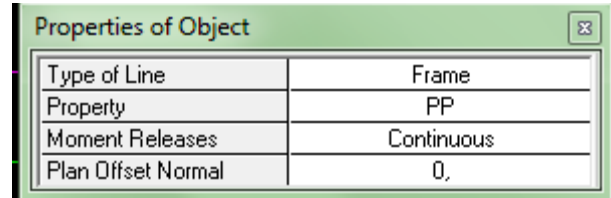
«**Draw ⇒ Draw Line Objects ⇒ Create Columns in Region or at Clicks (Plan)**» ou par l'icône





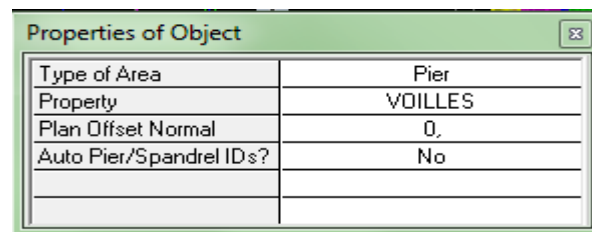
Properties of Object	
Property	POT45x45
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

**b- Les poutres:**

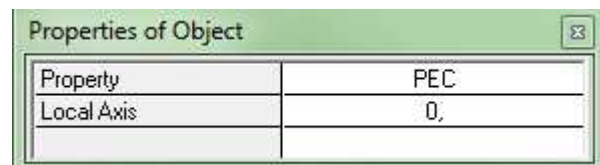
La modélisation des poutres se fait en «**Plan View**» comme suite : «**Draw ⇒ Draw Line Object ⇒ Create Line in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)**» ou bien par l'icône  et 


**c- les voiles :**

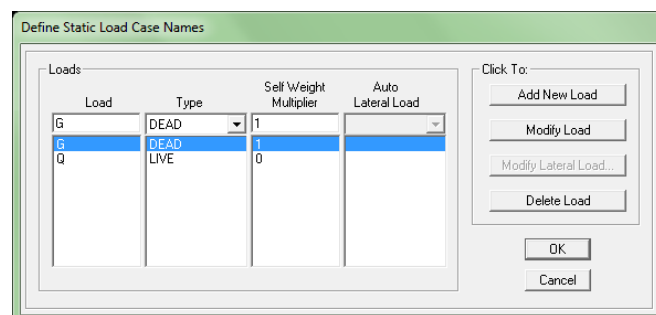
La modélisation des voiles se fait en «**Plan View**» comme suite:«**Draw ⇒ Draw Area Objects ⇒ Draw Walls (Plan)**» ou avec l'icône  et 

**d- Dalle pleine et planchers corps creux :**

«**Draw ⇒ Draw Area Objects ⇒ Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)**» ou par l'icône  et 


**C. Introduire les charges statiques et dynamiques****1-Charge statique :**


On clique sur «**Define ⇒ Static load cases**» ou 




En introduisant la valeur de 1 dans la case «**Selt Weight Multiplier**» le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

### a- Charges statique pour les éléments linéaires

Sélectionner les éléments linéaires en question (poutre, poutrelles..) et choisir le cas de charge : - **Charge réparties** : «Assign ⇒ Frame/Line Loads ⇒ Distributed» ou avec l'icône .

- **Charge concentrées** : «Assign ⇒ Frame /Line Loads ⇒ Point» ou .

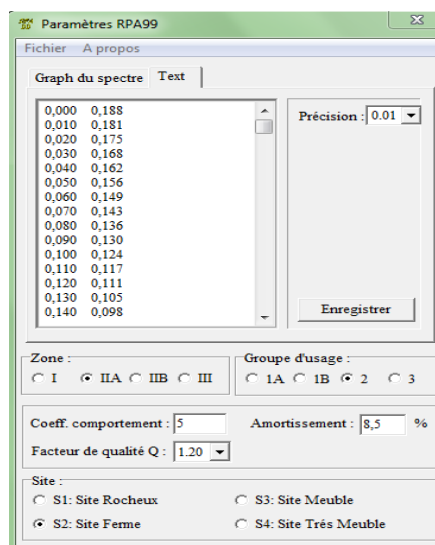
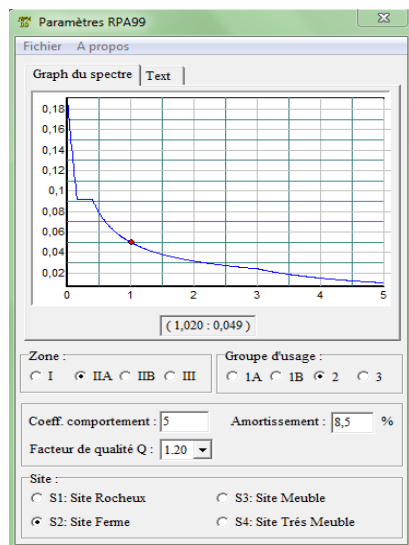
### b- Charges statique pour les éléments surfaciques

Sélectionner les éléments surfaciques en question (dalles pleines, plancher en corps creux, balcon.....) et choisir le cas de charge : «Assigne ⇒ Shell/Area Loads ⇒ Uniform» ou par .


## 2- Charge dynamique (sismiques) :

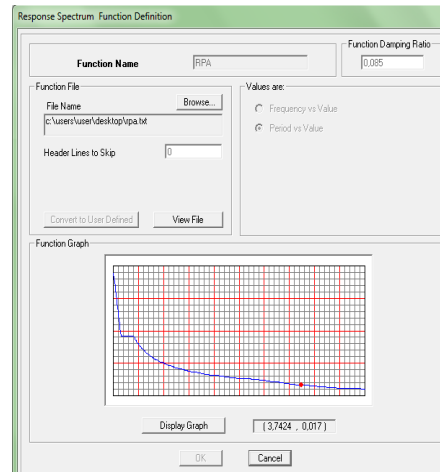
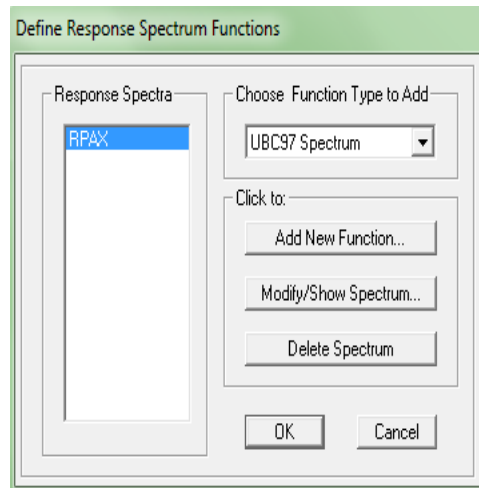
L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois étapes :

### 1<sup>er</sup> étape : Définition de spectre de réponse



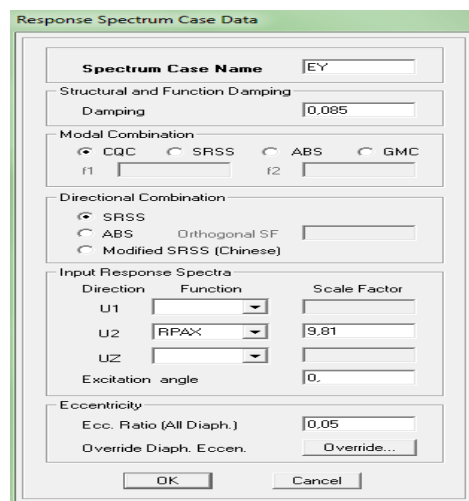
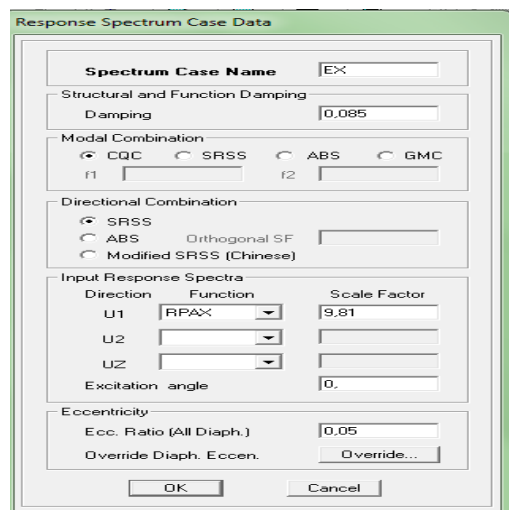
### 2<sup>eme</sup> étapes : Introduction de spectre :

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait comme suite : «**Define⇒ Response Spectrum Functions**» ou par l'icône .



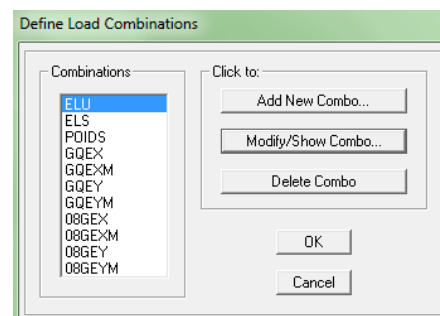
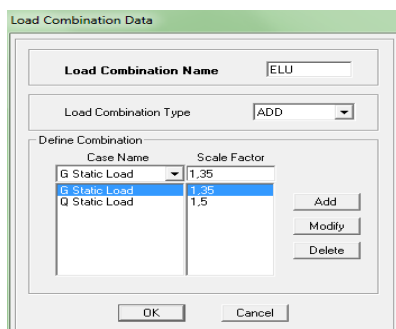
### 3<sup>ème</sup> étape : Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y, introduites comme suite : «**Define ⇒ Response Spectrum Cases**» ou par l'icône




### ■ Combinaison de charges

Introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les 4 combinaisons définies par l'article 5.2/ RPA 99, la combinaison poids (art 4.5/RPA 99) comme suite:«**Define ⇒ Load Combination**» ou par



## D- Spécifier les conditions aux limites

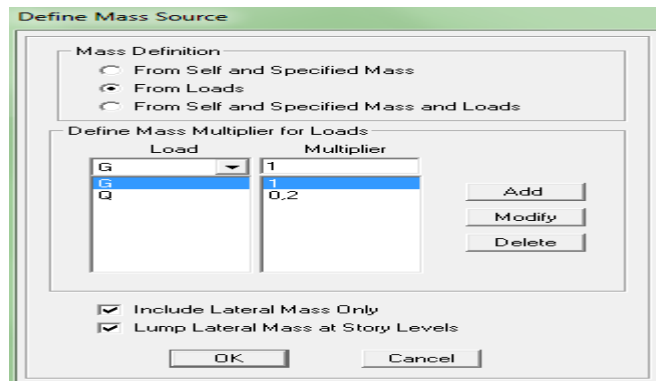
### 1. Appuis :

Sélectionner tout les nœuds : «**Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Restraints (Support)**» ou par l'icône .





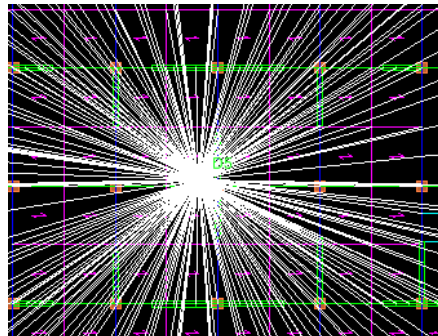
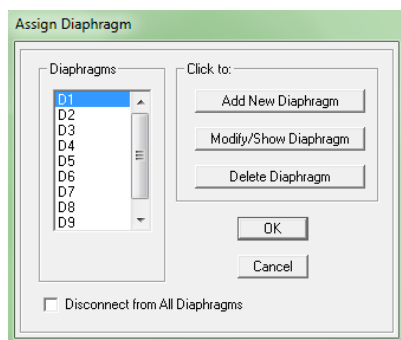
### 2. Définition de la masse sismique :

«**Define ⇒ Masse Source**» ou par l'icône .



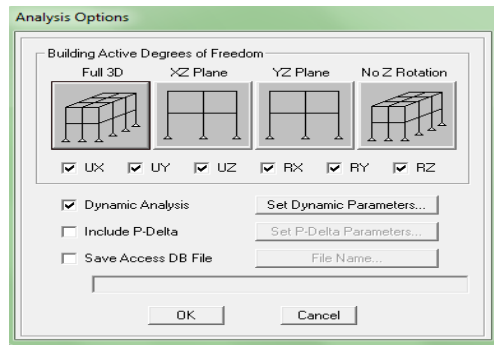
### 3. Diaphragme:

On définit les diaphragme par : «**Define ⇒ Diaphragms**» ou avec l'icône , on sélectionnant tout le plancher par suit on clique sur  en suit **Add New Diaphragm** puis coucher «**Rigid**» puis **ok**, la même chose pour les autres planchers.




Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de mode en suivant le cheminement suivant «**Analyze ⇒ Set Analysis Options ⇒ Set Dynamic Parameters**» comme suit :





Pour la vérification de model on clique sur «**Analyze ⇒ Check Model**», coucher tout avant de taper sur **OK**

Enfin le lancement de l'analyse se fait par «**Analyze ⇒ Run Analysis**» ou bien avec l'icône  ou F5 du clavier.

## V.2. Vérification aux exigences du RPA

### V.2.1. Vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)  $\Rightarrow h_N = 32.25$  m

$C_T$ : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

$\Rightarrow$  Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé  $C_T = 0.05$

D'après le logiciel ETABS la période Max obtenue est de (0.83 s) pour le 1<sup>er</sup> mode de vibration.

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 32.25^{3/4} = 0.67s$$

$$T = 0.67s$$

$$T_{etabs} = 0.83 < 1.3T = 0.87s \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### V.2.2. Vérification de l'effort tranchant à la base:

Il faut vérifier que:  $V_t > 0.80 V_{MSE}$ .....(Art 4.3.6 de RPA)

$V_t$ : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

Pour le calcul de la valeur de  $V$  on va se baser sur **la méthode statique équivalente**.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
  - Zone sismique : IIa
  - Groupe d'usage : 2 $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement tel que défini en 3.4  $\Rightarrow R=5$
- **Q** : facteur de qualité  
La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$   
**P<sub>q</sub>** : est la pénalité selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 /RPA99 version 2003).

		x-x	y-y
Critère q	observation	P <sub>q</sub>	P <sub>q</sub>
Condition minimales sur les files du contreventement	Non-observé	0,05	0,05
Redondance en plan	Non-observé	0,05	0,05
Régularité en plan	Non-observé	0,05	0,05
Régularité en élévation	Non-observé	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0	0
		<b>Q<sub>total</sub></b>	<b>1,2</b>

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \text{ (Formule 4.2 de RPA)} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **(tableau 4.7 de RPA)**  $\Rightarrow T_2(S_2) = 0,4 \text{ sec}$

$$T = 0,67 \text{ s}$$

**$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \text{ (Formule 4.3 de RPA)}$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(Tableau 4.2 de RPA)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0.81 > 0.7 \Rightarrow \text{CV}$$

Après calcul on trouve **D<sub>x</sub>=D<sub>y</sub>=1.43**

- **W**: poids totale la structure :  $W_T=42210 \text{ KN}$ .

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.2}{5} \times 42210 = 2172.97 \text{ KN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_{x\text{dyn}}=1803.02 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}}=1997.98 \text{ KN}$$

Vérification :

$$V_{x\text{dyn}}=1803.02 \text{ KN} > 80\% V_{x\text{calculé}}=1738.376 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y\text{dyn}}=1997.98 \text{ KN} > 80\% V_{y\text{calculé}}=1738.376 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : l'effort tranchant a la base est **vérifiée**.

### V.2.3. Pourcentage de participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X) et (Y-Y). (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**)

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ	Nature
1	0,839906	71,8055	0,6021	0,8054	96,6948	1,26	Translation suivant (X)
2	0,677932	72,0419	68,9691	93,3303	97,0298	5,3955	Translation suivant (Y)
3	0,534268	73,4359	72,9302	98,7344	98,9274	74,399	Rotation autour de (Z)
4	0,202477	88,5826	72,983	98,7345	99,679	74,5176	/
5	0,153144	88,5949	88,2518	99,5925	99,6802	75,6465	/
6	0,120223	89,0374	89,5992	99,6676	99,7102	90,2901	/
7	0,090586	93,5359	89,6038	99,6691	99,8983	90,3429	/
8	0,069246	95,3386	90,0223	99,6834	99,9394	90,4128	/
9	0,065556	95,4823	95,172	99,9157	99,9422	90,788	/
10	0,053696	95,7671	95,3599	99,9192	99,949	95,4647	/
11	0,048884	97,8591	95,4071	99,9198	99,9809	95,7133	/
12	0,041202	97,8682	97,816	99,9385	99,981	95,8551	/
13	0,035997	98,4066	97,8406	99,9386	99,9868	96,2337	/
14	0,035475	98,4476	97,9055	99,9395	99,9874	97,4699	/
15	0,032994	99,1879	97,9501	99,9402	99,9945	97,4739	/

La somme des masses dans le 9<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

### V.2.4. Vérification de l'effet de torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :

1- Excentricité accidentelle :

$$e_x = e_y = \text{Max} \begin{cases} 5\% L_x \\ 5\% L_y \end{cases} \Rightarrow \text{Max} \begin{cases} 0.05 \times 23.20 = 1.16 \text{ m} \\ 0.05 \times 18.48 = 0.92 \text{ m} \end{cases}$$

On prend  $e = 1.16 \text{ m}$

2- Excentricité théorique :  $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Niveau	Masse	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
2 E.sol	489,20	12,51	10,86	12,88	9,98	0,37	0,88
1 E.sol	519,73	12,57	10,24	11,84	9,73	0,73	0,51
RDC	483,84	12,525	10,21	11,34	9,66	1,18	0,55
Etage 1	468,81	12,25	10,66	11,21	9,80	1,04	0,86
Etage 2	468,82	12,25	10,54	11,17	9,81	1,08	0,73
Etage 3	459,53	12,24	10,66	11,17	9,71	1,07	0,95
Etage 4	451,52	12,23	10,30	11,18	9,42	1,05	0,88
Etage 5	590,58	12,20	10,57	11,19	9,63	1,01	0,94

### V.2.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/version2003) :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**N<sub>d</sub>**: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

**B<sub>c</sub>** : section du poteau considéré.

**f<sub>c28</sub>** : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Etage considère	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	v	condition
E-sol 2	2009,42	0.275	25000	0.29	<b>Vérifier</b>
E-sol 1 et RDC	1800,17	0.25	25000	0.28	<b>Vérifier</b>
Du 1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage	1166,53	0.16	25000	0.29	<b>Vérifier</b>
Du 4 <sup>eme</sup> au dernier niveau	502,66	0.09	25000	0.22	<b>Vérifier</b>

### V.2.6. Vérification des déplacements inter étage:

A chaque niveau «k» de la structure il est calculé comme suit :

$$\delta_K = R. \delta_{ek} \text{ RPA 99 version 2003 art 4.43}$$

Avec :

$\delta_{ek}$ : Déplacement horizontal du aux forces sismique.

R: coefficient de comportement.

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$  Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  $\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{kadm} = 1\% h_k$

Niveau	Sens x-x						Sens y-y					
	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\Delta_{kadm}$	obs	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\Delta_{kadm}$	obs
5	0,013	5	0,065	0,008	0,0306	CV	0,0096	5	0,048	0,006	0,0306	CV
4	0,0115	5	0,057	0,008	0,0306	CV	0,0084	5	0,042	0,0065	0,0306	CV
3	0,0098	5	0,049	0,009	0,0306	CV	0,0071	5	0,0355	0,0065	0,0306	CV
2	0,008	5	0,04	0,009	0,0306	CV	0,0058	5	0,029	0,007	0,0306	CV
1	0,0062	5	0,031	0,009	0,0306	CV	0,0044	5	0,022	0,007	0,0306	CV
RDC	0,0044	5	0,022	0,01	0,0408	CV	0,0032	5	0,016	0,008	0,0408	CV
1 E.sol	0,0023	5	0,0115	0,008	0,0408	CV	0,0016	5	0,008	0,0055	0,0408	CV
2 E.sol	0,0007	5	0,0035	0,0035	0,0403	CV	0,0005	5	0,0025	0,0025	0,0403	CV

### V.2.7. Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500} = 0.065$$

**f** : La flèche admissible.

**Ht** : La hauteur totale du bâtiment.

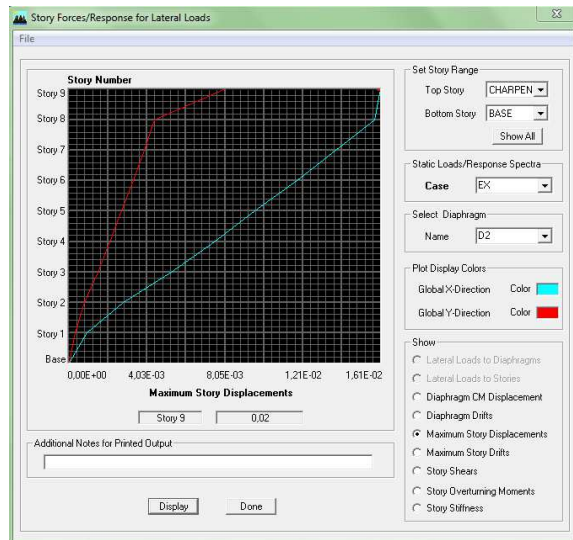
**Suivant x**

$$\delta_{x\max} = 0.065 \leq 0.065 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

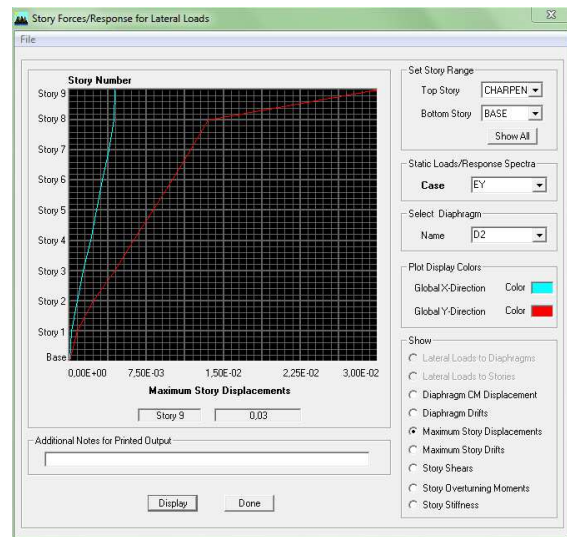
**Suivant y**

$$\delta_{y\max} = 0.048 \leq 0.065 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ On peut aussi déterminer le déplacement maximal avec les graphes



Le déplacement max suivant X-X



Le déplacement max suivant Y-Y

$$\delta_{max} = 0,03 \leq f = \frac{Ht}{500} = 0,065 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.2.8. Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

$P_k$ : poids de chaque étage

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant

Niveau	$P_k$	$H_k$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_x$	$V_x$	$\theta_x$	$\Delta_y$	$V_y$	$\theta_k$
5	6960,37	3,06	0,009	574,15	0,03	0,006	666,15	0,0204
4	11651,36	3,06	0,008	830,98	0,03	0,0065	977,09	0,025
3	16523,07	3,06	0,009	1033,81	0,04	0,0065	1233,92	0,028
2	21394,78	3,06	0,009	1203,65	0,04	0,007	1456,8	0,0335
1	26266,49	3,06	0,009	1350,16	0,052	0,007	1639,7	0,0366
RDC	31670,92	4,08	0,01	1481,76	0,0481	0,008	1795,06	0,034
1 E-sol	37075,37	4,08	0,008	1586,04	0,042	0,0055	1917,11	0,026
2 E-sol	42209,99	4,03	0,0035	1651,97	0,02	0,0025	1997,78	0,013

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

**Donc** : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

### Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications selon les exigences du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# CHAPITRE VI:

## Ferraillage des éléments structuraux

### VI.1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux, calculés en flexion composée en considérant un état de fissuration non préjudiciable sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

**Tableau VI.1** : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

	$f_e$ (MPa)	$F_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$F_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant :  $N_{max} - M_{corr}$
- Effort normal minimal et moment correspondant :  $N_{min} - M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant :  $M_{max} - N_{cor}$

➤ **Combinaisons de calcul :**

**RPA.99/modifié 2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

**BAEL.91/modifié 99 :**

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

#### **VI.1.1 Recommandation du RPA 2003/ art 7.4.2.1 :**

##### **a) Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal est de : 0,8 % en zone IIa

Leur pourcentage maximal est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

**Tableau VI.2** : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poteaux

Dimensions des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{minimal}}$ (cm <sup>2</sup> ) (0.8% de la section)	$A_{\text{maximal}}$ (cm <sup>2</sup> )	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
55x50	22	110	165
50x50	20	100	150
40x40	12.8	64	96
30x30	7.2	36	54

Le diamètre minimum des aciers est de  $\Phi 12$  (12 mm)

La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)



La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique)

### **b) Les armatures transversales : (RPA 99Version 2003, Art.7.4.2.2)**

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau.

$t$  : espacement des armatures transversales.

Ou :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l \min} ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone nodale}$

$t' \leq 15\phi_{l \min} \Rightarrow \text{en zone courante}$

$\Phi$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité minimale d'armatures transversales  $A_t/t.b_1$  en % est comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (  $\Phi > 12\text{mm}$  ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi_{\min}$

**VI.1.2. Calcul du ferrailage :****1. Armatures longitudinales :**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS.

Le ferrailage de ce dernier se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens:**

Niv	Section	N (KN)	M (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	obs	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
2 E -sol	55x50	N <sub>max</sub> =- 2009,42	- 17,238	0	SEC	22	24,12	12HA16
		N <sub>min</sub> =1081,63	3,023	15,73	SPC			
		N <sub>corr</sub> =- 1040,67	- 50,277	0	SEC			
1 E -sol et RDC	50x50	N <sub>max</sub> =- 1800,17	- 20,054	0	SEC	20	20,35	4HA16 + 8HA14
		N <sub>min</sub> =751,83	4,885	11,13	SPC			
		N <sub>corr</sub> =-229,54	86,133	2,17	SPC			
1; 2; 3	40x40	N <sub>max</sub> =- 1166,53	15,915	0	SEC	12,8	15,2	4HA14 + 8HA12
		N <sub>min</sub> =176,3	2,766	2,77	SPC			
		N <sub>corr</sub> =-172,36	72,235	3,55	SPC			
4; 5	30x30	N <sub>max</sub> =-502,66	14,466	0	SEC	7,2	13,57	12HA12
		N <sub>min</sub> =221,85	33,161	7,08	SPC			
		N <sub>corr</sub> =-135,91	44,161	3,35	SPC			

▪ **Poteaux (55x50) cm<sup>2</sup> :**

Sens x-x : A<sub>adoptés</sub> = 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>

Sens y-y : A<sub>adoptés</sub> = 4HA 16 = 8,04 cm<sup>2</sup>

**A<sub>Total-adoptée</sub> = 12HA16 = 24,12 cm<sup>2</sup> > A<sub>min-RPA</sub> = 22 cm<sup>2</sup>**

▪ **Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup> :**

Sens x-x : A<sub>adoptés</sub> = 2HA16 + 2HA14 = 7,1 cm<sup>2</sup>

Sens y-y :  $A_{\text{adoptés}} = 2HA\ 16 + 2HA14 = 7,1\text{ cm}^2$

$A_{\text{Total-adoptée}} = 4HA16 + 8HA14 = 20,35\text{ cm}^2 > A_{\text{min-RPA}} = 20\text{ cm}^2$

▪ **Poteaux (40x40) cm<sup>2</sup> :**

Sens x-x :  $A_{\text{adoptés}} = 2HA14 + 2HA12 = 5,34\text{ cm}^2$

Sens y-y :  $A_{\text{adoptés}} = 2HA\ 14 + 2HA12 = 5,34\text{ cm}^2$

$A_{\text{Total-adoptée}} = 4HA14 + 8HA12 = 15,2\text{ cm}^2 > A_{\text{min-RPA}} = 12,8\text{ cm}^2$

▪ **Poteaux (30x30) cm<sup>2</sup> :**

Sens x-x :  $A_{\text{adoptés}} = 4HA12 = 4,52\text{ cm}^2$

Sens y-y :  $A_{\text{adoptés}} = 4HA\ 12 = 4,52\text{ cm}^2$

$A_{\text{Total-adoptée}} = 12HA12 = 13,57\text{ cm}^2 > A_{\text{min-RPA}} = 7,2\text{ cm}^2$

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section.

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12 mm selon les exigences de RPA.

• **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau : (Art 7.4.2.1 RPA99 modifié 2003) :**

L'espacement maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions (55x50) cm<sup>2</sup>, il est de:

$$\frac{1}{3} \times [h - (c + c')] = \frac{1}{3} \times [55 - (3 + 3)] = 16,33\text{ cm} < 25\text{ cm}, \text{ telle que exigé par RPA.}$$

• **Longueur minimale de recouvrement : (Art 7.4.2.1 RPA99 modifié 2003) :**

La longueur minimale de recouvrement  $L_r = 40\phi$  en zone IIa.

**Pour les HA16 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$$

• **La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

**Pour les HA16 :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{ cm}$$

On prend : **Ls = 60 cm**

**Pour les HA14 :**

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : **Ls = 50 cm**

**Pour les HA12 :**

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend : **Ls = 45 cm**

## 2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul (donné par ETABS).

**f<sub>e</sub>**: 400 MPa.

**ρ<sub>a</sub>**: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

**Tableau VI.4:** Valeurs de «λ<sub>g</sub>» et «ρ<sub>a</sub>» pour les différentes sections des poteaux

Niv	Section (m)	H <sub>e</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	I <sub>f</sub> =0,7I <sub>0</sub>	λ <sub>g</sub> ( $\frac{I_f}{a}$ ou $\frac{I_f}{b}$ )	ρ <sub>a</sub>
2E-sol	0,55x0,50	4,03	3,48	2,436	4,87	3,75
1E-sol, RDS	0,50x0,50	4,08	3,58	2,506	5,01	2,5
1; 2; 3	0,40x0,40	3,06	2,66	1,862	4,65	3,75
4 ; 5	0,30x0,30	3,06	2,76	1,932	6,44	2,5

**t**: espacement des armatures transversales.

Ou : **En zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10 \phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \text{Min}(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow t = 12 \text{ cm}$

**En zone courante** :  $t' \leq 15 \phi_{l \min} \Rightarrow t' \leq 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

- La quantité minimale d'armatures transversales  $A_t/t.b_1$  en % est comme suit :

**Tableau VI.5:** Sections minimales des armatures transversales.

Niv	Section	$\lambda_g$	$A_{t-min}/t.b_1$ %	t (cm)	$A_{t-min}$ (cm <sup>2</sup> )
2E-sol	55x50	4,87	<b>0,34</b>	Zone nodale t=12	2,04
				Zone courante t=15	2,55
1E-sol, RDS	50x50	5,01	<b>0,3</b>	Zone nodale t=12	1,8
				Zone courante t=15	2,25
1; 2; 3	40x40	4,65	<b>0,4</b>	Zone nodale t=12	1,92
				Zone courante t=15	2,4
4 ; 5	30x30	6,44	<b>0,3</b>	Zone nodale t=12	1,08
				Zone courante t=15	1,35

Les valeurs du pourcentage «  $A_{t-min}/t.b_1$  » pour les poteaux (55x50) et (40x40) sont obtenues par interpolation.

- **Détermination des armatures transversales :**

**Tableau VI.6:** Les armatures transversales des poteaux.

Niv	Section	$\rho_a$	Vu (KN)	Espacement (cm)	$h_1$ (cm)	$f_e$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min Cm <sup>2</sup>	$A_t$ - adoptés Cm <sup>2</sup>
2E-sol	55x50	3,75	39,62	Zone nodale t=12	55	40	0,81	2,04	4HA10 = 3,14
				Zone courante t=15			1,01	2,55	
1E-sol ; RDC	50x50	2,5	43,38	Zone nodale t=12	50	40	0,65	1,8	4HA10 = 3,14
				Zone courante t=15			0,81	2,25	
1 ; 2 ; 3	40x40	3,75	50,42	Zone nodale	40	40	1,42	1,92	4HA10

				t=12					=
				Zone courante t=15			1,77	2,4	3,14
4 ;5	30x30	2,5	77,84	Zone nodale t=12	30	40	1,95	1,08	4HA10
				Zone courante t=15			2,43	1,35	= 3,14

⇒ On adopter **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> ≥ At<sub>min</sub>**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ<sub>t</sub>=100mm=10cm.

- **Délimitation de la zone nodale**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

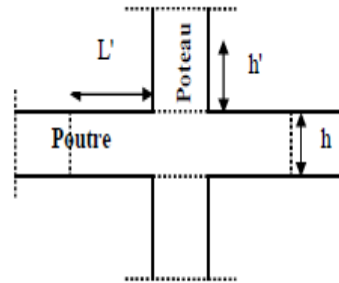
h' : Hauteur de la zone nodale

b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>: Dimensions de la section transversale du Poteau.

h<sub>e</sub> : Hauteur d'étage entre nus des poutres.

h: Hauteur de la poutre.

$$L' = 2xh = 2x35 \Rightarrow L' = 70 \text{ cm}$$



**Fig VI.1 : Zone nodale des poteaux**

On aura donc:

$$\text{Pour } h=4,03 \text{ m} \Rightarrow h_e=4,03-0,35=3,68 \text{ m}$$

$$\text{- Poteaux (55x50) cm}^2: h' = \max\{61,33; 50; 55; 60\text{cm}\} \Rightarrow h'=61,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } h=4,08 \text{ m} \Rightarrow h_e=3,73 \text{ m}$$

$$\text{- Poteaux (50x50) cm}^2: h' = \max\{62,17; 50; 50; 60\text{cm}\} \Rightarrow h'=62,17 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } h=3,06 \text{ m} \Rightarrow h_e=2,71 \text{ m}$$

$$\text{- Poteaux (40x40) cm}^2: h' = \max\{45,17; 40; 40; 60\text{cm}\} \Rightarrow h'=60 \text{ cm}$$

$$\text{- Poteaux (30x30) cm}^2: h' = \max\{45,17; 30; 30; 60\text{cm}\} \Rightarrow h'=60 \text{ cm}$$

Donc **h' = 62,17 cm**

### VI.1.3. Vérifications :

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{- } \tau_b = \frac{V_{\max.E}}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28} \text{ (Art 7.4.3.2 RPA 99 modifié 2003)}$$

**Avec :**

**V<sub>max.E</sub>** : Valeur max de calcul de l'effort tranchant sous combinaisons sismiques.

$$\rho_b \begin{cases} 0.075s i \lambda_g > 5 \\ 0.04s i \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$- \tau_u = \frac{V_{\max,ELU}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa (Art A.5.1 ; 211/BAEL 91 révisées 99)}$$

Avec :

$V_{\max,ELU}$  : Valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

**Tableau VI.7: Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes**

Niv	Section n (Cm <sup>2</sup> )	$V_{\max-ELU}$ (KN)	$V_{\max-E}$ (KN)	$\tau_u$ (MP)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\rho_b$	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
2E-s	55x50	16,74	39,62	0,064	0,152	0.04	3,33	1	CV
RDC-1E-s	50x50	18,89	43,38	0,08	0,184	0.075	3,33	1,875	CV
1 ; 2 ; 3	40x40	21,34	50,42	0,14	0,34	0.04	3,33	1	CV
4 ; 5	30x30	18,5	29,27	0,22	0,36	0.075	3,33	1.875	CV

**b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

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

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

$A_{min}$  : Section minimale d'aciers tendus ;

$f_{t28}$  : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers ;

$d$  : Hauteur utile ;

$b$  : Largeur de la section de béton.

Les vérifications seront résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.8 : vérification de non fragilité**

Niv	Section	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$e_s$	Obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$A_{adoptés} > A_{min}$
2 E -sol	55x50	$N_s^{max}$ = -1446,11	- 12,206	0,008	SEC	7,721	24,12	C V
		$N_s^{min}$ = -288,99	-3,732	0,0129	SEC	7,722		
		$N_s^{corr}$ = -1407,43	25,22	- 0,0179	SEC	7,722		
1 E -sol et RDC	50x50	$N_s^{max}$ = -1296,84	- 14,102	0,0108	SEC	6,97	20,35	C V
		$N_s^{min}$ = -180,54	-10,25	0,0567	SEC	6,98		
		$N_s^{corr}$ = -913,18	- 26,339	0,028	SEC	6,98		
1; 2; 3	40x40	$N_s^{max}$ = -845,96	11,477	- 0,0135	SEC	4,39	15,2	C V
		$N_s^{min}$ = -74,12	-4,073	0,0549	SEC	4,39		
		$N_s^{corr}$ = -638	- 24,853	0,0389	SEC	4,39		
4; 5	30x30	$N_s^{max}$ = - 364,27	10,412	- 0,0285	SEC	2,4	13,57	C V
		$N_s^{min}$ = - 17,39	1,35	-0,077	SEC	2,40		
		$N_s^{corr}$ = - 135,7	- 19,607	0,144	SEC	2,38		

**c. État limite d'ouvertures des fissures: (Art A.4.5 ,32 /BAEL 91 modifié99)**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Afin de simplifier le calcul, les vérifications sont effectuée à l'aide du logiciel de



ferrailage SOCOTEC.

Les sections d'armatures adoptées à introduire sont celles d'une seule face des poteaux.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9 : vérification des contraintes à l'ELS**

Section	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$A_{sup}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{inf}$ (Cm <sup>2</sup> )	béton				Acier			Obs
					$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_s$	
50x55	-	-12,206	8,04	8,04	5,68	4,74	15	C V	9,01	7,66	348	C V
	1446,11											
	-288,99	-3,732			1,19	0,9	15	C V	1,87	1,46	348	C V
	-	25,22	8,04	8,04	6,05	4,09	15	C V	9,51	6,72	348	C V
	1407,43											
50x50	-	-14,102	7,1	7,1	5,8	4,48	15	CV	9,16	7,29	348	C V
	1296,84											
	-180,54	-10,25			1,2	0,23	15	C V	1,82	0,47	348	C V
	-913,18	-26,339	7,1	7,1	4,86	2,38	15	C V	7,54	4,05	348	C V
40x40	-845,96	11,477	5,34	5,34	6,28	4,18	15	C V	9,8	6,94	348	C V
	-74,12	-4,073			0,83	0,09	15	C V	1,24	0,23	348	C V
	-638	-24,853			6,22	1,67	15	C V	9,41	3,22	348	C V
30x30	-364,27	10,412	4,52	4,52	6,23	1,74	15	C V	9,25	3,5	348	C V
	-17,39	1,35			0,51	0	15	C V	0,71	-0,18	348	C V
	-135,7	-19,607			10,4	0	15	C V	11,3	-31,9	348	C V

**Conclusion :**

Le ferraillage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10:** Récapitulatif du ferraillage des poteaux.

zone	niveau	section	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espace des armatures transversales	
I	2Esol	50x55	12HA16	4HA10 (2 cadres de Ø10)	Zone nodal	12
					Zone courante	15
II	2Esol, RDC	50x50	4HA16+8HA14	4HA10 (2 cadres de Ø10)	Zone nodal	12
					Zone courante	15
III	1, 2, 3	40x40	4HA14+8HA12	4HA10 (2 cadres de Ø10)	Zone nodal	12
					Zone courante	15
VI	4, 5	30x30	12HA12	4HA10 (2 cadres de Ø10)	Zone nodal	12
					Zone courante	15

## VI.2.Ferraillade des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Selon le BAEL91} & \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G+Q \end{cases} \\ \Rightarrow \text{Selon le RPA Version 2003} & \begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases} \end{aligned}$$

### VI.2.1. Recommandation du RPA99 version 2003:

#### a) Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : **0.5 % en tout section.**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

**En zone courante : 4 %**

**En zone de recouvrement : 6 %**

- La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (**zone IIa**)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**Tableau VI.11:** Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres

Dimensions des poutres (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minimal</sub> (cm <sup>2</sup> ) (0.5% de la section)	A <sub>maximal</sub> (cm <sup>2</sup> )	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP (25x35)	4,375	35	52,5
PS (25x35)	4,375	35	52,5

#### b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :  
 $A_t = 0,003 . S . b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

.Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  
 $S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right)$

.En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$

$\Phi_l$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.2. Calcul des armatures

#### 1. Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul à suivre:

Soit :

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

- Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

#### Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d  $\Delta M \leq 0,4 M_u$  (art BAEL 6.6.1)

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{52,742 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0,145 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9215$$

$$A_{st} = \frac{52,742 \times 10^3}{0,9215 \times 32 \times 348} = 5,14 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{99,174 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.272 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,838$$

$$A_{st} = \frac{99,174 \times 10^3}{0,838 \times 32 \times 348} = 10,62 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{45,49 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.125 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,933$$

$$A_{st} = \frac{45,49 \times 10^3}{0.933 \times 32 \times 348} = 4,37 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{83,894 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.230 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,867$$

$$A_{st} = \frac{83,894 \times 10^3}{0,867 \times 32 \times 348} = 8,68 \text{ cm}^2$$

- **Les fermes:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{32,825 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{32,825 \times 10^3}{0.953 \times 32 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{49,825 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.137 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,926$$

$$A_{st} = \frac{49,825 \times 10^3}{0,926 \times 32 \times 348} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

**Tableau VI.12:** ferraillage des poutres principales

		<b>M<sub>max</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>calculée</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> &lt;</b> <b>A<sub>adoptée</sub></b>
<b>PP</b>	<b>Travée</b>	52,742	5,139	3HA14 (fil)+3HA12 (chap)=8,01	4,375	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	-99,174	10,62	3HA16 (fil)+3HA16 (chap)=12,03		

**Tableau VI.13:** ferraillage des poutres secondaires

		<b>M<sub>max</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>calculée</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> &lt;</b> <b>A<sub>adoptée</sub></b>
<b>PS</b>	<b>Travée</b>	45,49	4,37	3HA14 (fil)=4,62	4,375	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	-83,894	8,68	3HA14 (fil)+3HA14(chap)=9,24		

**Tableau VI.14:** ferraillage des fermes

		<b>M<sub>max</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>calculée</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> &lt;</b> <b>A<sub>adoptée</sub></b>
<b>Ferme</b>	<b>Travée</b>	32,825	3,09	3HA12 (fil)=3,39	4,375	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	- 49,829	4,83	3HA12 (fil)+3HA12(chap)=6,78		

## 2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Tableau VI.15: Armatures transversale à l'ELU.

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8,75 ; 14,4)$	$S_t = 8$	0,6	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t = 15$	1,125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8,75 ; 14,4)$	$S_t = 8$	0,6	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t = 15$	1,125	
Ferme de toiture	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8,75 ; 14,4)$	$S_t = 8$	0,6	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t = 15$	1,125	

### VI.2.3. Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_s \geq A_{min}$

Avec:

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

#### b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec :

$V_u^{max}$  : Effort tranchant maximal à l'ELU.

**Tableau V.16: Vérification au cisaillement**

Poutre	Effort tranchant (KN)		b	d	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
Principale	$V_u^{max}$	132,7	25	32	1,658	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	$V_u^{max}$	103,36	25	32	1,292	3.33	Condition vérifiée
Fermes	$V_u^{max}$	46,1	25	32	0,57	3,33	Condition vérifiée

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c. Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3):**

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau V.17: Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

Poutre	Effort tranchant (KN)	b	d	$f_{c28}$	$\bar{V}_u$	Observe
Principale	$V_u^{max} = 132,7$	25	32	25	480	Condition vérifiée
Secondaire	$V_u^{max} = 103,36$	25	32	25	480	Condition vérifiée
Fermes	$V_u^{max} = 46,1$	25	32	25	480	Condition vérifiée

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1. 3.1.2):**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e}$$

-Poutres principales :  $\frac{1,15 \times 132,7 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3,81 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 12,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C V}$

-Poutres secondaires :  $\frac{1,15 \times 103,36 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2,97 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C V}$

-Fermes :  $\frac{1,15 \times 46,1 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,32 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C V}$

Puisque la condition est vérifiée, donc les armatures ancrées sont suffisantes.

**d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3]:**



$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa \text{ ou } \psi_s = 1,5 \text{ (Barre de haute adhérence)}$$

$\tau_{se}$ : étant la contrainte d'adhérence d'entraînement .

$\Sigma U_i$  :somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 16 = 301,44 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{132,7 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 301,44} = 1,52 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{103,36 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 1,36 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Fermes :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{46,1 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 226,08} = 0,70 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**La condition est vérifiée**, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Ancrage des barres BAEL [Art A.6.1.22]:**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec

$\tau_{su}$  :la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2)2,1 = 2,835 MPa$$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ( $\emptyset 12$ ;  $\emptyset 14$  ;  $\emptyset 16$ ) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 cm = 45 cm$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 cm = 50 cm$$

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 cm = 60 cm$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à «  $0,4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 :  $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 cm$
- Pour les HA 14 :  $l_c = 0,4 \times 49,38 = 19,75 cm$

- Pour les HA 16 :  $l_c = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$

#### VI.2.4. vérification à l'ELS

##### 1. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, la fissuration dans ce cas est considéré comme peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire (**Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifié 99**).

##### 2. Vérification des contraintes:(Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

###### a. Dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

###### b. Dans le béton :

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

**Tableau VI.18: Moments à l'ELS.**

Poutre		Moments (KN.m)	Combinaison
<b>Poutre principale</b>	Travée	$M_{st}=32,931$	ELS
	Appui	$M_{sa}=-70,114$	ELS
<b>Poutre secondaire</b>	Travée	$M_{st}=29,993$	ELS
	Appui	$M_{sa}=-59,289$	ELS
<b>Fermes</b>	Travée	$M_{st}=23,44$	ELS
	Appui	$M_{sa}=-31,309$	ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19: Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutre		Moments (KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st1}$	d	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.P	Travée	32,931	1,001	0,8605	20,879	8,01	32	149,30	348	C V	7,15	15	C V
	Appuis	-70,114	1,504	0,839	16,06	12,03	32	217,083	348	C V	13,51	15	C V
P.S	Travée	29,993	0,5775	0,8865	29,325	4,62	32	228,84	348	C V	7,80	15	C V
	Appuis	-59,289	1,155	0,8545	19,06	9,24	32	234,66	348	C V	12,31	15	C V
Ferme	Travée	23,44	0,423	0,9005	35,272	3,39	32	239,95	348	C V	6,80	15	C V
	Appuis	-31,309	0,848	0,869	23,17	6,78	32	166,06	348	C V	7,16	15	C V

### 3. Etat limite de déformation: (Art .B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $f$ .

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$f$ : Flèche maximale des poutres déduite du logiciel ETABS.

$$\text{Poutres principales : } f = 0,0078 \text{ m} < \bar{f} = \frac{4,5}{500} = 0,009 \text{ m}$$

$$\text{Poutres Secondaires : } f = 0,0077 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{3,9}{500} = 0,0078 \text{ m}$$

$$\text{Fermes : } f = 0,0011 \text{ m} < \bar{f} = \frac{3,6}{500} = 0,0072 \text{ m}$$

**Conclusion :**

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.20 :** Récapitulatif de Ferraillage des poutres.

	Armature longitudinales		Armatures transversale	Espaceement des armatures transversales (cm)	
<b>Poutre principale</b>	En travée	3HA14(filantes)+3HA12(chapeaux)	Cadre+étrierT8	Zone nodale	8
	Aux appuis	3HA16(filantes)+3HA16(chapeaux)		Zone courante	15
<b>Poutre secondaire</b>	En travée	3HA14(filantes)	Cadre+étrierT8	Zone nodale	8
	Aux appuis	3HA14(filantes)+3HA14(chapeaux)		Zone courante	15
<b>Ferme</b>	En travée	3HA12(filantes)	Cadre+étrierT8	Zone nodale	8
	Aux appuis	3HA12(filantes)+3HA12(chapeaux)		Zone courante	15

### VI.3. Ferraillage des voiles

#### VI.3.1. Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- Zone1 : 2<sup>ème</sup> E sol.
- Zone2 : RDC, 1<sup>er</sup> E sol.
- Zone3 : 1, 2, 3.
- Zone4 : 4, 5.

#### - Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

#### VI.3.2. Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

##### Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton (B=l.e)  
**I** : moment d'inertie du voile

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec  $h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

**1. Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

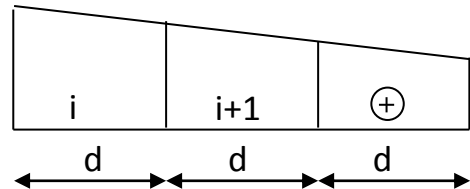
$\sigma_{s2}$  : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa  $\Rightarrow$  combinaison courante

$\sigma_{s2}$  : contrainte de l'acier à 0.2 % = 400 MPa  $\Rightarrow$  combinaison accidentelle

$f_{bc}$  : contrainte de calcul dans le béton ( $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$ )

$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison courante

$f_{bc} = 21.25 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison accidentelle



• **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**1. Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : contrainte dans les aciers correspondants à un allongement de (10‰)

$\sigma_{s10} = 384 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison courante

$\sigma_{s10} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison accidentelle

• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

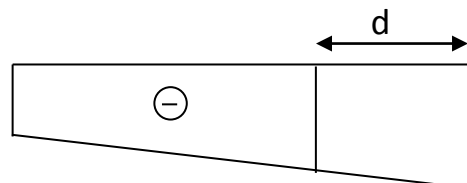
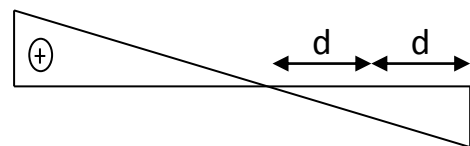
**1. Armatures verticales**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : contrainte dans les aciers correspondants à un allongement de (10‰)

$\sigma_{s10} = 384 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison courante

$\sigma_{s10} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$  combinaison accidentelle



## 2. Armatures minimales :

### • Section entièrement comprimée (Art.A.8.1,2 BAEL91) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  Avec B : section du béton comprimée

### • Section entièrement tendue :

- $A_{\min} \geq \max \left( \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$  (BAEL91)

### • Section partiellement comprimée :

- $A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}, 0.005 B \right)$  (BAEL91)

Avec B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

## 3. Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

## 4. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$
- D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA99 (version 2003) dans la section du vile :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$
- dans les zones courantes  $A_H \geq 0.10 \% \cdot B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

## 5. 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 RPA 2003.
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

### 6. 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 calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 7. Potelet :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à **4HA10** (RPA99/2003)

### 8. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

### 9. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 10. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

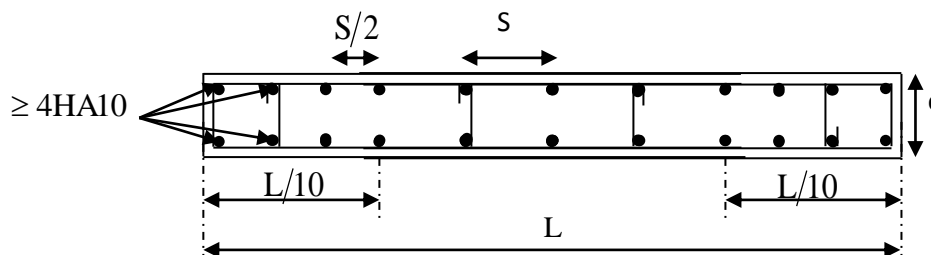


Figure VI.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles



**VI.3.3. Vérification :****1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

•D'après le RPA99 (version 2003)  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} \text{ Avec } T = 1,4 V_u$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

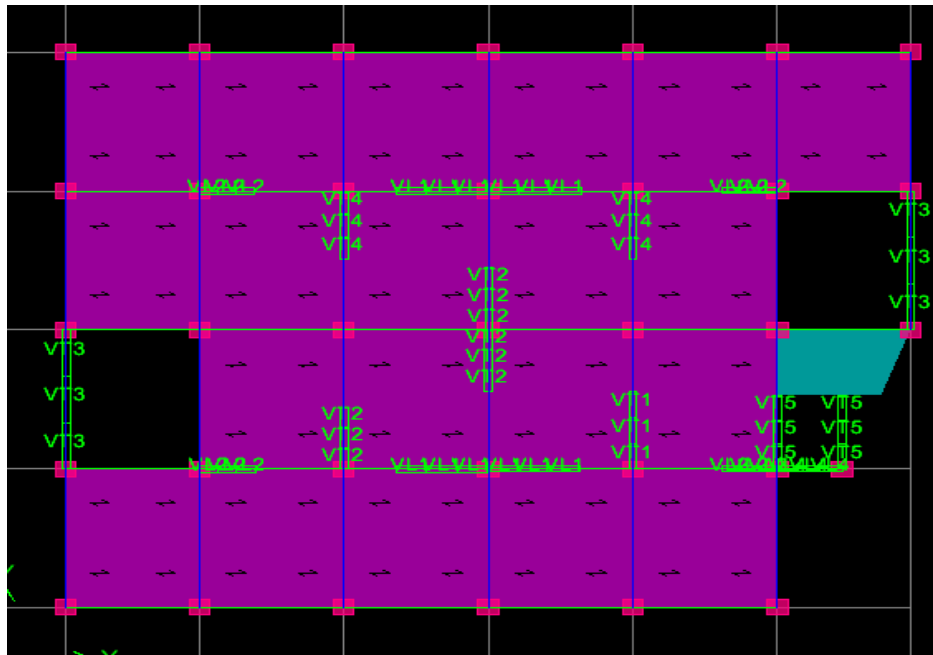
•D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ et } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$\tau_u$  : Min  $(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$  Fissuration est peu préjudiciable.



**Figure VI. 7:** Disposition des voiles

**VI.3.4. Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversale  $V_{T1} = 2,5$  m sur la zone 1 ; SPC

**a. Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,5\text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m} \quad B = 0,5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,26 \text{ m}^4 \quad V = V' = \frac{l}{2} = 1,25 \text{ m}$$

**b. Sollicitations de calcul :**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 2603,79 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 6551,16 \text{ KN / m}^2$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 0,71 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,5 - 0,71 = 1,79 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

$$d_1 = 0,47 \text{ m}$$

**c. Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Rightarrow \sigma_1 = 4831,02 / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 534,96 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 343,00 \text{ KN}$$

**d. Calcul des armatures verticales :**

1<sup>ère</sup> bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{534,96}{348 \times 10^{-1}} = 15,37 \text{ cm}^2$$

2<sup>ème</sup> bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{343}{348 \times 10^{-1}} = 9,85 \text{ cm}^2$$

**e. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{4,93; 1,88\} = 4,93 \text{ cm}^2$$

**f. Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 4,38 \text{ cm}^2$$

**g. Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (15,37 + (\frac{4,38}{4})) = 16,465 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,85 + (\frac{4,38}{4}) = 10,94 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

**Ferraillage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 16,465 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte:  $2 \times 6\text{HA}14 = 18,46 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 10,94 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte:  $2 \times 6\text{HA}12 = 13,56 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min (h)} = \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.0015 \times 250 \times 20 \right\} = \max \{4,615; 7,5\}$$

$$A_{\min (h)} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 15 \text{ cm}$

**Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**h. Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**i. Vérification des contraintes de cisaillement :****• Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1.4 \times 113,99 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} = \frac{113,99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**g. Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{1165,81 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 18,46 \times 10^2} = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

**VI.3.5.Ferraillage des voiles longitudinales :**

Tableau VI.21 : Ferrailage de voile VL1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2603,79	3871,64	1694,99	1066,19
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6551,16	-5067,88	-4543,65	-3341,72
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	180,42	232,35	135,01	106,67
	L <sub>t</sub> (m)	1,25	1,42	1,83	1,9
	L <sub>c</sub> (m)	1,25	1,08	0,67	0,6
	d (m)	0,83	0,72	0,44	0,4
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2217,11	2498,25	3451,18	2638,2
	N (kN)	N <sub>1</sub>	731,70	544,76	351,77
		N <sub>2</sub>	184,02	179,87	151,85
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18,29	15,65	10,10
		A <sub>v2</sub>	4,6	5,16	4,36
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,94	8,94	5,19
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	20,025	17,88	11,39
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,335	7,39	5,65
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,71	7,56	4,62
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	24,12	18,46	13,56
		Bande 2	6,78	9,23	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 6HA16	2 x 6HA14	2 x 6HA12
		Bande 2	6HA12	6HA14	6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,5	7,5	7,5
	Choix des barres		6HA14	6HA14	6HA14
	A <sub>hadopté</sub>		(A=9,24cm <sup>2</sup> )	(A=9,24cm <sup>2</sup> )	(A=9,24cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,40	0,51	0,30
		$\tau_b$ (MPa)	0,56	0,72	0,42
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4772,97	4165,45	2954,51
		$\sigma_b$ (MPa)	8,97	7,89	5,67

Tableau VI.22 : Ferrailage de voile VL2

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m²)		0,3	0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m²]		4410,36	2309,13	1676,75	1022,92
	σ <sub>min</sub> [KN/m²]		-7464,91	-5541,93	-4749,28	-3624,79
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		43,58	31,47	35,27	39,54
	L <sub>t</sub> (m)		0,95	1,06	1,11	1,17
	L <sub>c</sub> (m)		0,55	0,44	0,39	0,33
	d (m)		0,36	0,29	0,26	0,22
	σ <sub>1</sub> [KN/m²]		4636,102	4025,74	3636,83	2943,20
	N (kN)	N <sub>1</sub>	435,63	277,46	218,03	144,49
		N <sub>2</sub>	166,89	116,74	94,55	64,75
	A <sub>v</sub> (cm²)	A <sub>v1</sub>	12,51	7,97	6,26	4,15
		A <sub>v2</sub>	4,79	3,35	2,71	1,86
	A <sub>vj</sub> (cm²)		1,67	1,21	1,35	1,52
	A (cm²)	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,92	8,27	6,597	4,53
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4,19	3,65	3,047	2,24
	A <sub>min</sub> (cm²)		3,78	3,045	2,73	2,31
	A <sub>vadopté</sub> (cm²)	Bande1	16,08	12, 3	9,04	6,02
		Bande 2	6,15	4,52	3,14	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 4HA16	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA10
		Bande 2	4HA14	4HA12	4HA10	4HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		4,5	4,5	4,5	4,5
	Choix des barres		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	A <sub>hadopté</sub>		(A=4,71cm²)	(A=4,71cm²)	(A=4,71cm²)	(A=4,71cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	0,16	0,11	0,13	0,14
		τ <sub>b</sub> (MPa)	0,22	0,16	0,18	0,2
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2664,66	2369,79	1806,28	972,67
		σ <sub>b</sub> (MPa)	8.31	7.54	5.75	3,14

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,75	1,75	1,75	1,75
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,35	0,35	0,35	0,35
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4200,43	3413,38	2941,47	2408,51
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5693,92	-5025,98	-4835,93	-4359,33
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		50,92	64,26	80,48	99,8
	L <sub>t</sub> (m)		1,01	1,05	1,09	1,13
	L <sub>c</sub> (m)		0,74	0,70	0,66	0,62
	d (m)		0,49	0,46	0,44	0,41
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2931,52	2824,12	2883,81	2777,62
	N (kN)	N <sub>1</sub>	422,64	361,10	339,66	292,61
		N <sub>2</sub>	143,64	129,90	126,88	113,88
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	12,14	10,37	9,76	8,40
		A <sub>v2</sub>	4,12	3,73	3,64	3,27
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,96	1,96	3,09	3,84
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,63	10,86	10,53	9,36
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4,61	4,22	4,41	4,23
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,62	4,8	4,2	3,88
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	12,3	12,3	12,3	12,3
		Bande 2	4,52	4,52	4,52	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA14
		Bande 2	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,25	5,25	5,25	5,25
	Choix des barres		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	A <sub>hadopté</sub>		(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,57	0,77	1,01	1,09
		$\tau_b$ (MPa)	0,80	1,08	1,42	1,89
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	731,52	656,72	532,84	352,64
		$\sigma_b$ (MPa)	6,18	5,84	8,28	3,66

Tableau VI.23 : Ferrailage de voile VL3

## VI.3.6. Ferrailage des voiles transversales :

Tableau VI.24 : Ferrailage de voile VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2603,79	2134,72	1996,82	1223,23
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6551,16	-4712,08	-3646,78	-2781,11
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	113,99	93,18	79,45	63,71
	L <sub>t</sub> (m)	1,79	1,73	1,62	1,74
	L <sub>c</sub> (m)	0,71	0,77	0,88	0,76
	d (m)	0,47	0,51	0,59	0,5
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4831,02	3322,96	2318,63	1981,94
	N (kN)	N <sub>1</sub>	534,96	409,78	351,95
		N <sub>2</sub>	343,00	169,47	136,79
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15,37	11,77	10,11
		A <sub>v2</sub>	9,85	4,86	3,93
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,38	3,58	3,058
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	16,465	12,66	10,87
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10,94	5,75	4,69
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,93	5,35	6,825
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	18,46	13,56	13,56
		Bande 2	16,56	6,02	6,02
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 6HA14	2 x 6HA12	2 x 6HA12
		Bande 2	2 x 6HA12	2 x 6HA8	2 x 6HA8
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,5	7,5	7,5
	Choix des barres		6HA14	6HA14	6HA14
	A <sub>hadopté</sub>		(A=9,24cm <sup>2</sup> )	(A=9,24cm <sup>2</sup> )	(A=9,24cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,25	0,20	0,17
		$\tau_b$ (MPa)	0,35	0,28	0,24
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1165,81	1028,50	759,93
		$\sigma_b$ (MPa)	2,20	1,97	1,46



Tableau VI.25 : Ferrailage de voile VT2

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2	2
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m²)		0,4	0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		4575,17	2392,75	1492,75	1128,01
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-6780,66	-5073,53	-4356,84	-3780,66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		160,55	83,94	65,05	76,47
	L <sub>t</sub> (m)		1,2	1,36	1,49	1,55
	L <sub>c</sub> (m)		0,8	0,64	0,51	0,45
	d (m)		0,53	0,42	0,34	0,3
	$\sigma_1$ [KN/m²]		3785,86	3506,70	3362,66	3048,91
	N (kN)	N <sub>1</sub>	560,02	360,36	393,69	204,88
		N <sub>2</sub>	200,65	147,28	171,49	91,46
	A <sub>v</sub> (cm²)	A <sub>v1</sub>	16,09	10,35	11,31	5,88
		A <sub>v2</sub>	5,76	4,23	4,92	2,62
	A <sub>vj</sub> (cm²)		6,18	3,23	2,50	2,94
	A (cm²)	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,635	11,157	11,93	6,615
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,305	5,03	5,54	3,355
	A <sub>min</sub> (cm²)		5,56	4,41	3,57	3,15
	A <sub>vadopté</sub> (cm²)	Bande1	18,46	13,56	13,56	6,78
		Bande 2	9,23	6,78	6,78	4,71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 6HA14	2 x 6HA12	2 x 6HA12	6HA12
		Bande 2	6HA14	6HA12	6HA12	6HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6	6	6	6
	Choix des barres		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	A <sub>hadopté</sub>		(A=6,78cm²)	(A=6,78cm²)	(A=6,78cm²)	(A=6,78cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,44	0,23	0,18	0,21
		$\tau_b$ (MPa)	0,62	0,32	0,25	0,29
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2885,33	2563,30	1927,86	1027,05
		$\sigma_b$ (MPa)	6,74	6,09	4,58	2,5

Tableau VI.26 : Ferrailage de voile VT3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,5	4,5	4,5	4,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,9	0,9	0,9	0,9
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4188,35	3341,4	2116,99	1038,28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6886,56	-5922,1	-3878,52	-2791,25
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	460,48	380,79	350,35	320,05
	L <sub>t</sub> (m)	2,8	2,88	2,92	3,22
	L <sub>c</sub> (m)	1,70	1,62	1,58	1,22
	d (m)	1,13	1,08	1,05	0,81
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4107,34	3701,31	2483,84	2089,10
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1242,3	1039,32	668,04
		N <sub>2</sub>	464,12	399,74	260,80
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	35,69	29,86	19,19
		A <sub>v2</sub>	13,33	11,48	7,49
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,72	14,66	13,48
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	40,12	33,52	22,56
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,76	15,00	10,86
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,86	11,34	11,02
	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	44,22	33,86	24,88
		Bande 2	18,46	18,46	13,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x11HA16	2 x 11HA14	2 x 11HA12
		Bande 2	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		13,5	13,5	13,5
	Choix des barres		2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA12
	A <sub>adopté</sub>		(A=13,56cm <sup>2</sup> )	(A=13,56cm <sup>2</sup> )	(A=13,56cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,56	0,47	0,43
		$\tau_b$ (MPa)	0,79	0,65	0,6
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2615,56	2372,67	1853,06
		$\sigma_b$ (MPa)	2,71	2,49	1,97

Tableau VI.27 : Ferrillage de voile VT4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,2	2,2	2,2	2,2
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,44	0,44	0,44	0,44
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7210,93	4682,03	2293,24	1987,81
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8678,89	-5662,92	-4775,97	-3439,32
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	139,3	90,62	110,09	87,09
	L <sub>t</sub> (m)	1,21	1,21	1,49	1,4
	L <sub>c</sub> (m)	0,99	0,99	0,71	0,80
	d (m)	0,66	0,66	0,47	0,53
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3944,95	2574,05	3269,45	2137,29
	N (kN)	N <sub>1</sub>	833,17	543,64	378,13
		N <sub>2</sub>	260,36	169,88	153,66
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	23,94	15,62	10,86
		A <sub>v2</sub>	7,48	4,88	4,41
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,36	3,48	4,23
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	25,28	16,49	11,91
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,42	5,75	5,46
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,57	6,93	4,93
	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	25,62	18,46	13,56
		Bande 2	9,23	6,78	6,78
Ferrillage des voiles	Choix des barres	Bande1	6HA20+6HA12	2 x 6HA14	2 x 6HA12
		Bande 2	6HA14	6HA12	6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		6,6	6,6	6,6
	Choix des barres		6HA12	6HA12	6HA12
	A <sub>adopté</sub>		(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,35	0,22	0,27
		$\tau_b$ (MPa)	0,49	0,32	0,38
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1627,69	1426,99	1026,55
		$\sigma_b$ (MPa)	3,54	3,05	2,22

Tableau VI.28 : Ferrailage de voile VT5

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,35	2,35	2,35	2,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,47	0,47	0,47	0,47
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4575,17	3571,57	2573,87	2160,62
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6625,25	-5173,91	-4606,7	-4198,03
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	334,41	280,08	285,82	454,76
	L <sub>t</sub> (m)	1,4	1,4	1,93	1,56
	L <sub>c</sub> (m)	0,95	0,95	0,42	0,79
	d (m)	0,63	0,63	0,28	0,52
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3643,88	2845,65	3938,37	2798,68
	N (kN)	N <sub>1</sub>	646,95	505,23	239,26
		N <sub>2</sub>	229,56	179,27	110,27
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18,59	14,51	6,87
		A <sub>v2</sub>	6,59	5,15	3,16
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,87	3,48	11,00
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	21,80	17,20	9,62
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,80	7,84	5,91
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,61	6,61	2,94
	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	24,12	18,46	13,56
		Bande 2	13,56	9,23	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 6HA16	2 x 6HA14	2 x 6HA12
		Bande 2	6HA16	6HA14	6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,05	7,05	7,05
	Choix des barres		6HA14	6HA14	6HA14
	A <sub>adopté</sub>		(A=9,23cm <sup>2</sup> )	(A=9,23cm <sup>2</sup> )	(A=9,23cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,79	0,66	0,67
		$\tau_b$ (MPa)	1,10	0,92	0,94
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1627,79	1453,72	1130,38
		$\sigma_b$ (MPa)	3,21	2,92	2,30

# CHAPITRE VII: Etude du mur plaque

**VII.1. Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre, le mur est capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ; et assure une bonne stabilité de l'ouvrage
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

**VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

**VII.3. Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle et appuyé doublement au niveau du plancher des Entres sols, pour une bande de largeur de 1m.

**VII.3.1. Détermination des sollicitations :**

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes :

Poids volumique du sol :  $\gamma = 18 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement interne:  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN / m}^2$

La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

**VII.3.2. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ Tel que : } 0 < h < H$$

**Avec :**

$K_0$ : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$\sigma_h$ : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$ : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

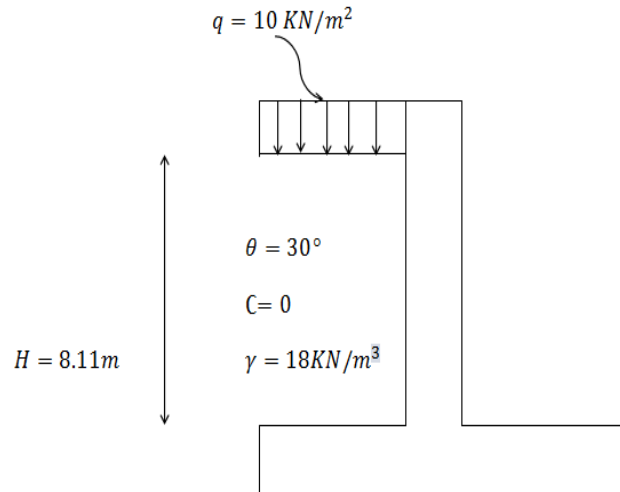


Figure VII-1: Schéma statique du mur plaque.

### VII.3.3. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

#### ▪ ELU :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

**Pour la couche 1 :  $0 < h < 4,08 \text{ m}$**

$$\sigma_{h1} = 0,5(1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 12,15h_1 + 7,5$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 1,5 \times 10 \times 0,5 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 57,072 \text{ KN/m}^2$$

**Pour la couche 2 :  $4,08 \text{ m} < h < 8,11 \text{ m}$**

$$\sigma_{h2} = 0,5(1,35 \times 18 \times h_2 + 1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 12,15h_2 + 57,072$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 57,072 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,03 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 106,036 \text{ KN/m}^2$$

#### ▪ ELS :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

**Pour la couche 1 :  $0 < h < 4,08 \text{ m}$**

$$\sigma_{h1} = 0,5(18 \times h_1 + 10) = 9 \times h + 5$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times (18 \times 4,08 + 10) = 41,72 \text{ KN/m}^2$$

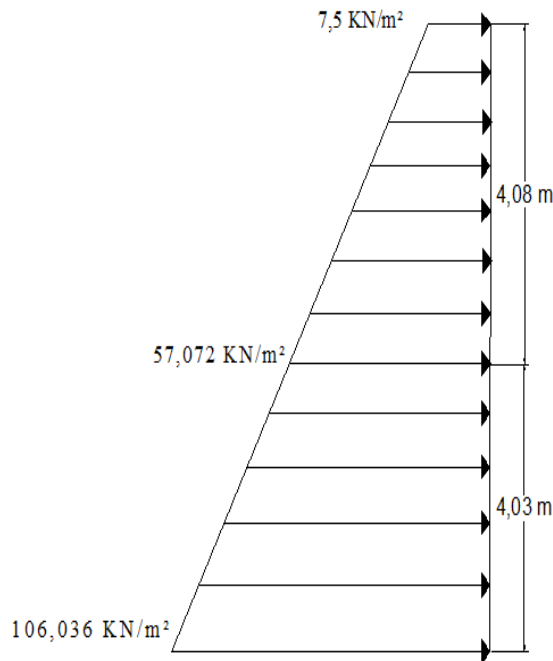
**Pour la couche 2 :  $4,08 < h < 8,11 \text{ m}$**

$$\sigma_{h1} = 0,5(18 \times h_2 + 18 \times h_1 + 10) = 9 \times h_2 + 41,72$$

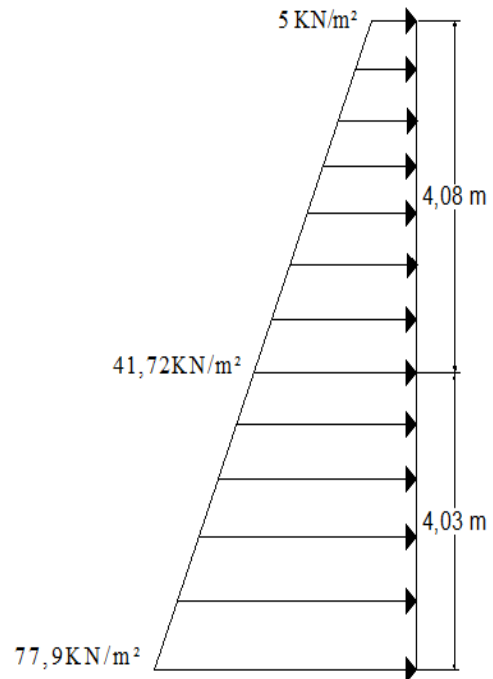
$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 41,72 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.03\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 77,99 \text{ KN/m}^2$$

### VII.3.4. Diagramme des contraintes



**Figure VII-2 :** Diagramme des Contraintes à l'ELU



**Figure VII-3 :** Diagramme des contraintes à l'ELS.

### VII.3.5. Charges moyennes :

**ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 106,036 + 7,5}{4} \times 1\text{m} = 81,402 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 77,99 + 5}{4} \times 1\text{m} = 59,74 \text{ KN/ml}$$

### VII.4. Ferrailage du mur plaque :

- **Identification des panneaux:**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3,90 \text{ m} \\ L_y = 4,08 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{4,08} = 0,95$$

$0,4 < \rho = 0,95 < 1$  ..... le panneau travaille dans les deux sens.

- **Calcul à l'ELU :**



$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

$$v = 0$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } lx^2 = 0,041 \times 81,402 \times (3,90)^2 = 50,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,887 \times 50,76 = 45,02 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

**Sens x-x :** Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 50,76 = 25,38 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 50,76 = 38,07 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y :** Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 45,02 = 22,51 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 45,02 = 33,76 \text{ KN.m}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$v = 0,2$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } lx^2 = 0,0483 \times 59,74 \times (3,90)^2 = 43,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,923 \times 43,88 = 40,50 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

**Sens x-x :** Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 43,88 = 21,94 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 43,88 = 32,91 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y :** Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 40,50 = 20,25 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 40,50 = 30,37 \text{ KN.m}$$

**VII.5. Calcul des sections d'armature :**

**Tableau VII.1:** Ferrailage du mur plaque.

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_t$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
xx	Appuis	25,38	0,062	0,392	SSA	0,968	4,43	2,05	6HA14 = 9,23	16
	Travée	38,07	0,092	0,392	SSA	0,952	6,75	2,05	6HA16 = 12,06	16
yy	Appuis	22,51	0,054	0,392	SSA	0,972	3,91	2,05	6HA12 = 6,78	16
	travée	33,76	0,082	0,392	SSA	0,957	5,96	2,05	6HA16 = 12,06	16

**Remarque :**

On a adoptée à des sections d'armatures plus importantes à celles calculé pour que les contraintes dans l'acier et dans le béton soient vérifiées.

**VII.6. Recommandations du RPA :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

**VII.7. Vérification à l'ELU****1. Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 =  $5,65 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée**

Dans le sens yy = 5HA10 =  $3,92 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée**

**2. 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**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**3. 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 HA16 :**  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,43 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm.}$

Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 50 \text{ cm}.$

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 «  $0.4l_s$  » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour  $\emptyset 16 \Rightarrow L_a = 24 \text{ cm}.$

Pour  $\emptyset 14 \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}.$

Pour  $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 18 \text{ cm}.$

#### 4. Les armatures horizontales :

-En travée :  $A_t = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$

On adopte une section  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

-aux appuis :  $A_t = \frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$

On adopte une section  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

### VII.8. Vérification à l'ELS

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99)

Notre voile peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas on considère la fissuration comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2f_e}{3}; \max \left( 0.5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right]$$

Avec :

$f_e$  : la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

$f_{tj}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

$\eta$  : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration (  $\eta = 1.6$  pour des HA > 6mm)

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2 \times 400}{3}; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266.66; \max(200; 201.63)] = 201.63 \text{ MPa}.$$

#### 2. 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 :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

➤ Dans le béton :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableau VII.2:** vérification des contraintes a ELS.

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	9,23	21,94	0,542	0,890	30,45	157,10	201.63	5,15	15	Cv
	Travée	12,06	32,91	0,709	0,8775	25,87	182,92	201.63	7,07	15	Cv
yy	Appuis	6,78	20,25	0,398	0,903	36,55	194,56	201.63	5,32	15	Cv
	travée	12,06	30,37	0,709	0,8775	25,87	168,81	201.63	6,52	15	Cv

### 3. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec :  $h$ : hauteur totale (20cm)

$l$ : Portée entre nus d'appuis

$M_t$ : Moment max en travée

$M_0$ : Moment isostatique max de la travée

$A_s$ : Section des armatures

$b$ : Largeur de la section

$d$ : Hauteur utile de la section droite

#### Sens xx :

$$M_t = 32,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 59,74 \text{ KN/ml}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{32,91}{10 \times 86,32} = 0,038 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{12,06}{100 \times 17} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow$  Condition vérifiée

#### Sens yy :

$$M_t = 30,37 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 59,74 \text{ KN/ml}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$  Condition vérifiée

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{30,37}{10 \times 86,32} = 0,035 \rightarrow$  **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

#### Sens x-x :

**En travée : 6HA16/ml** avec un espacement de **16 cm**.

**Aux appuis : 6HA14/ml** avec un espacement de **16 cm**.

#### Sens y-y :

**En travée : 6HA16/ml** avec un espacement de **16 cm**.

**Aux appuis : 6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.

# CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure

**VIII.1. Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des efforts de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des efforts de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

❖ **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

❖ **Fondations profondes :**

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**VIII.2. Etude géotechnique du sol :**

La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol}=2$  bars.

**VIII.3. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

-Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50 \%$$

⇒ **Le risque de chevauchement est écarté.**

-Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

**VIII.4. Dimensionnements des semelles (sous voiles ; sous poteaux):****1. Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s^{\max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux de 2<sup>eme</sup> Entre sol.

- **Homothétie des dimensions:**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = \frac{50}{55} = 0,90 \Rightarrow A = 0,9 B \text{ et } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

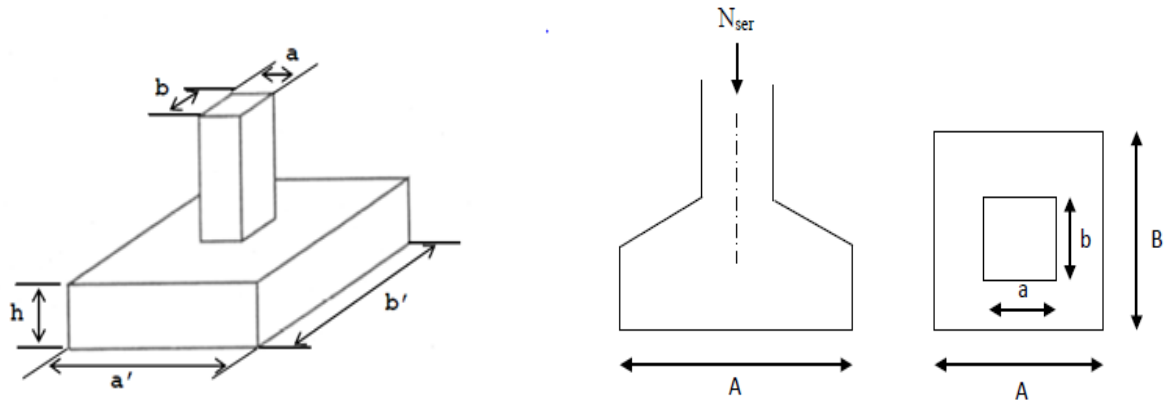


Figure VIII.1: Schéma de la semelle isolée

- **Exemple de calcul :**

$$N_s = 1446,11 \text{ KN.} \quad S = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où } S = \frac{1446,11}{200} = 7,23 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$A = \sqrt{S \frac{a}{b}} = 2,60 \text{ m; } B = \sqrt{S \frac{b}{a}} = 2,85 \text{ m}$$

On opte pour  $A = 0,9 \times 3 = 2,7 \text{ m}$

On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S = n \times A \times B = 34 \times 2,6 \times 2,85 = 251,94 \text{ m}^2$

**Avec:**  $n$ : nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $S_t = 23,20 \times 18,48 = 428,73 \text{ m}^2$

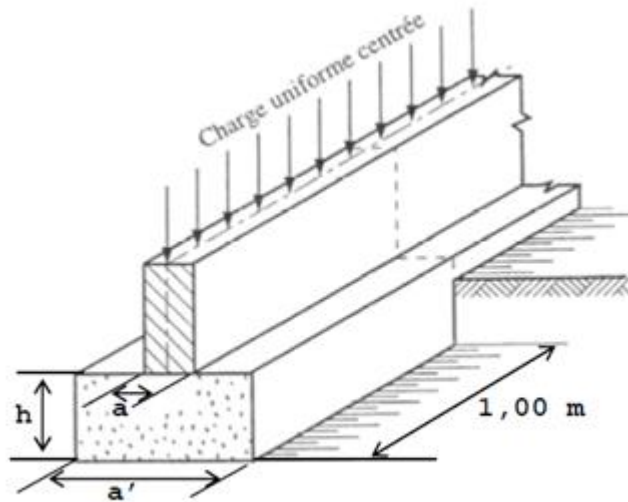
Donc :  $S_t = 251,94 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 214,36 \text{ m}^2$

**Remarque :**

On remarque que la surface occuper par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.



## 2. Semelles filantes :



**Figure VIII.2:** Schéma d'une semelle filante

### a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol.

**B** : largeur de la semelle,

**L** : longueur de la semelle sous voile.

**G, Q** : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau VIII.1:** Surface de la semelle filante sous voiles (sens longitudinal)

voiles	$N_s^{\max}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \cdot L$ ( $m^2$ )
VL1	427,77	2,5	0,85	2,125
VL1'	454,56	2,5	0,90	2,25
VL1''	337,63	2,5	0,67	1,675
VL1'''	345,20	2,5	0,69	1,725
<b>Somme</b>				7,775

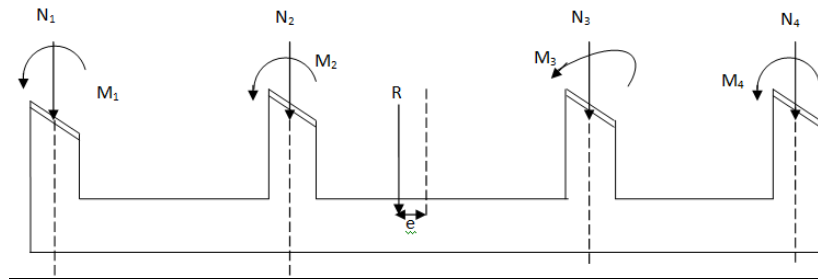
**Tableau VIII.2:** Surface de la semelle filante sous voiles (sens transversal)

voiles	$N_s^{\max}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \cdot L$ ( $m^2$ )
VT2	227,67	2	0,56	1,12
VT2'	426,63	2	1,06	2,12
<b>Somme</b>				3,24

La surface totale des semelles filantes sous voiles est

$$S_v = \sum S = S_l + S_t = 7,775 + 3,24 = 11,015 \text{ m}^2$$

**b. Semelles filantes sous poteaux :**



**Figure VIII.3:** Distribution des sollicitations

➤ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte 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 des coordonnées de la structure R :  $e = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  répartition trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \end{cases}$$

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  répartition triangulaire.

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Le calcul se fera pour le portique dans le sens porteur

**Tableau VIII-3 :** Surface de la semelle filante sous poteaux.

Poteaux	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$N_s \times e_s$ (KN.m)
1	1391,18	-0,089	8,47	11783,29
2	36,44	0,009	3,97	144,66
3	1287,78	-0,089	-0,526	-677,37
4	183,68	0,026	-5,026	-923,17
5	1238,35	-0,089	-8,47	-10488,82
<b>Sommes</b>	4137,43	-0,232	/	-161,41

La charge totale transmise par les poteaux est : **4137,43 KN**

❖ **Exemple de calcul :**

- **Détermination de la résultante des charges:**

$$R = \sum N_i = 4137,43 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R} = \frac{-161,41 - 0,232}{4137,43} = -0,039 \text{ m}$$

$$e = -0,039 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,48}{6} = 3,08 \text{ m} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4137,43}{18,48} \left(1 + \frac{6(-0,039)}{18,48}\right) = 221,05 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4137,43}{18,48} \left(1 - \frac{6(-0,039)}{18,48}\right) = 226,72 \text{ KN/m}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4137,43}{18,48} \left(1 + \frac{3(-0,039)}{18,48}\right) = 222,46 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

Calcul de ( $\sigma_{3/4}$ )

$$\sigma_{3/4} = \frac{R}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Ce qui donne : } B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \Rightarrow B \geq 1,11 \text{ m.}$$

On optera pour des semelles de largeur de **B=1,2 m**

$$\sigma_{3/4} = \frac{4137,43}{18,48 \times 1,20} \left(1 + \frac{3 \times (-0,039)}{18,48}\right) = 185,39 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- **La surface des semelles sous poteaux :**

$$S_p = B \times L \times n = 1,2 \times 18,48 \times 7 = 155,23 \text{ m}^2.$$

**Avec :**

**n :** Nombre de portique dans le sens considéré.

- **la surface totale occupée par les semelles filantes :**

$$S_T = S_p + S_v = 155,23 + 11,015 = 166,245 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure :**

$$S_{batiment} = 428,73 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_t = 166,245 \text{ m}^2 < 50 \% S_{bat} = 214,36 \text{ m}^2 \Rightarrow \frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{166,245}{428,73} = 38 \% < 50\%$$

- **Conclusion :**

Puisque la surface des semelles occupent moins de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **des semelles filantes** comme fondation de notre bâtiment.

### b.1. hauteur des semelles

$$h_s \geq \left(\frac{B - b}{4}\right) + 5 \text{ cm}$$

Avec

**B :** Largeur de la semelle

$h_s$  : Hauteur de semelle

$b$  : Dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

$b=0.55\text{m}$  pour les poteaux et  $0.20\text{m}$  pour les voiles

➤ **Semelles filantes sous voiles**

**La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (120 - 20/4) + 5 = 30\text{cm}$$

On adopte une hauteur de  **$h_s = 30\text{cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 120\text{cm}, h_s = 30\text{cm}, L = 18,48\text{m}$$

➤ **Semelles sous poteaux**

**La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (120 - 55/4) + 5 = 21.25\text{cm}$$

On prend une hauteur de  **$h_s = 30\text{cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 120\text{cm}, h_s = 30\text{cm}, L = 18,48\text{m}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

**VIII.5. Etude de la poutre de rigidité :**

**1. Dimensionnement :**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

$L$  : la plus grande portée dans le sens étudié  $L=4.5\text{m}$

$$\text{La hauteur : } \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6} \Rightarrow 50 \leq h_p \leq 75$$

On adopte une hauteur de  **$h_p=70\text{cm}$**

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66$$

On adopte une largeur de  **$b_p=45\text{cm}$**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$$h=70\text{cm}, b=45\text{cm}, d=h-c=67\text{cm}.$$

**2. Le ferrailage de la poutre (ELU)**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 5 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau VIII-4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Poteaux	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	$e_u$ (m)	$N_u \times e_u$ (KN.m)
1	1932,60	-0,124	8,47	16369,12
2	49,16	0,012	3,97	195,16
3	1789,31	-0,124	-0,526	-941,17
4	254,54	0,037	-5,026	-1279,31
5	1717,70	-0,124	-8,47	-14523,50
Sommes	5743,31	-0,323	/	-179,7

$$eu = \frac{\sum N_u \times e + \sum M_u}{\sum N_u} \Rightarrow eu = \frac{-179,7 - 0,323}{5743,31} = -0,03m$$

• **Calcul de la charge uniforme**

$$qu = \left( \frac{\sum N_u}{L} \right) \left( 1 + \left( \frac{3eu}{L} \right) \right) \Rightarrow qu = 309,27 \text{ KN/ml}$$

### 3. Les conditions de la méthode forfaitaire

➤ **Domaine d'application :**

-méthode s'applique aux structure courante dans les charge d'exploitation restent modérées c'est-à-dire

$Q \leq \max(2 \times G \text{ ou } 5 \text{ KN/ml}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

G : charge permanente sous toute la structure

**G=39957,11KN/m<sup>2</sup>**

Q: charge d'exploitation sous toute la structure

**Q=11264,42KN/m<sup>2</sup>**

-la fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

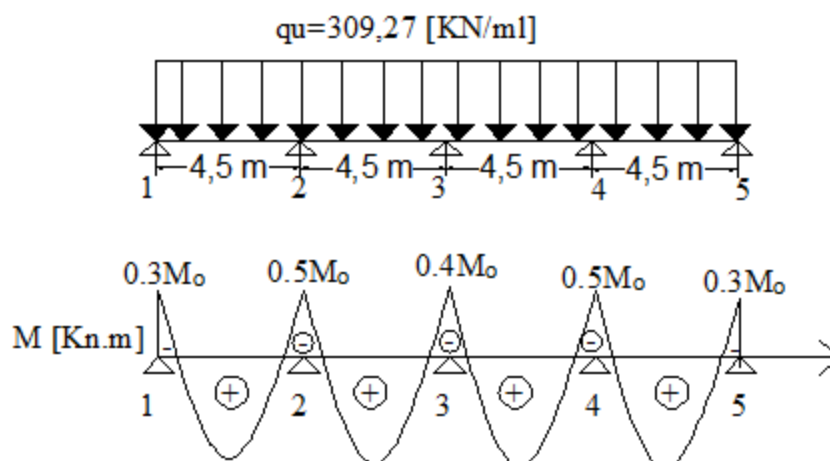
-la même section des poteaux dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

-le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 c'est-à-dire

$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 4.5/4.5 = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Donc :

La méthode forfaitaire est applicable.



### 4. Calcul des moments isostatiques :

**En travée :**

$$M_{01-2} = \frac{q_u L_1^2}{8} \Rightarrow M_{01-2} = \frac{309,27 \times 4,5^2}{8} = 782,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{02-3} = \frac{q_u L_2^2}{8} \Rightarrow M_{02-3} = \frac{309,27 \times 4,5^2}{8} = 782,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{03-4} = \frac{q_u L_3^2}{8} \Rightarrow M_{03-4} = \frac{309,27 \times 4,5^2}{8} = 782,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{04-5} = \frac{q_u L_4^2}{8} \Rightarrow M_{04-5} = \frac{309,27 \times 4,5^2}{8} = 782,83 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

Appuis	1	2	3	4	5
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0,5	0,3
$M_{appuis} \text{ (KN.m)}$	234,84	391,41	313,13	391,41	234,84

**5. Calcul des armatures :**

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_{bc} \Rightarrow A_{min} = (0,23 \times 45 \times 67 \times 2,1) / 348 = 4.18 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

**Tableaux VIII-5 : le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des appuis**

Appuis	$M_A \text{ (KN.m)}$	$\mu_u$	$\beta$	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}$	Observation	$A_{adopter}$
1	234,84	0,080	0,958	10,51	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA16 (filante)+2HA14 (chapeaux)=11,12 cm <sup>2</sup>
2	391,41	0,136	0,927	18,10	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA16 (filante)+8HA14 (chapeaux)=20,35 cm <sup>2</sup>
3	313,13	0,100	0,942	14,25	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA16 (filante)+4HA16 (chapeaux)=16,08 cm <sup>2</sup>
4	391,41	0,136	0,927	18,10	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA16 (filante)+8HA14 (chapeaux)=20.35 cm <sup>2</sup>
5	234,84	0,080	0,958	10,51	4,18	$A_u > A_{min}$	4HA16 (filante)+2HA14 (chapeaux)=11,12 cm <sup>2</sup>

**En travée :**

**Tableaux VIII-6 : le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des travées**

Travée	$M_t \text{ (KN.m)}$	$\mu_u$	$\beta$	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}$	Observation	$A_{adopter}$
1-2	519,01	0,180	0,900	24,73	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA20(filante)+4HA16+4HA14(double chapeaux)=26.75 cm <sup>2</sup>
2-3	479,87	0,166	0,909	22,64	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA20(filante)+4HA16+2HA14(double chapeaux)=23,68 cm <sup>2</sup>
3-4	479,87	0,166	0,909	22,64	4.18	$A_u > A_{min}$	4HA20(filante)+4HA16+2HA14(double chapeaux)=23,68 cm <sup>2</sup>
4-5	519,01	0,180	0,900	24,73	4,18	$A_u > A_{min}$	4HA20(filante)+4HA16+

							4HA14(double chapeaux)=26.75 cm <sup>2</sup>
--	--	--	--	--	--	--	----------------------------------------------

## 6. Vérifications :

### a. Vérification de la contrainte à l'ELS

#### Dans le béton

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### Calcul de la charge uniforme à l'ELS

$$q_s = \left( \frac{\sum N_s}{L} \right) \left( \frac{1+3 \text{ es}}{L} \right) = 222,46 \text{ KN/ml}$$

#### Calcul des moments isostatique

$$M_0 = q_s L^2 / 8$$

$$M_{01-2} = 563,10 \text{ KN.m} = M_{02-3} = M_{03-4} = M_{04-5}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Aux appuis

Tableaux VIII-7 : vérification des contraintes aux appuis

Appuis	M <sub>A</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
1	168,93	6,55	15	Vérifiée
2	281,55	8,79	15	Vérifiée
3	225,24	7,60	15	Vérifiée
4	281,55	8,79	15	Vérifiée
5	168,93	6,55	15	Vérifiée

#### En travée

Tableaux VIII-8 : vérification des contraintes en travées

Travée	M <sub>t</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
1-2	373,33	10,78	15	Vérifiée
2-3	345,175	10,22	15	Vérifiée
3-4	345,175	10,22	15	Vérifiée
4-5	373,33	10,78	15	Vérifiée

### b. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{309,27 \times 4,5}{2} = 695,85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{695,85 \times 10^3}{450 \times 670} = 2.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

## 7. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(h/35; b/10; \phi_l \text{ min})$$

$$\phi_t \leq \min(2; 4.5; 1.4) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA10=2.01cm<sup>2</sup>**

## 8. Espacement des cadres

Le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être :

**En zone nodale**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_L; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(17.5; 16.8; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**En zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 35 \text{ cm} \quad \text{On prend un espacement de } S_t = 15 \text{ cm}$$

**9. Les armatures minimales transversales**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

**Zone nodale:**  $A_t > A_{min} \Rightarrow$  condition vérifiée

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**  $A_t > A_{min} \Rightarrow$  condition vérifiée

**VIII.6. ferrailage des semelles dans le sens « B »**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = N_{uf} (B - b) / 8d \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad N_{uf} = B \times \sigma_{3/4} \times 100$$

$A_B$ : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )

$$B = 1.20 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 1.20 \times 185.39 \times 1 \text{ m} = 222.46 \text{ KN}$$

$$A_B = \frac{222.46 \times 10 \times (120 - 55)}{8 \times 67 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **5HA12=5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec **S<sub>t</sub>=20 cm**

**➤ armatures de répartition**

**A<sub>r</sub>=A<sub>B</sub>/4=1.41 cm<sup>2</sup>**  $\Rightarrow$  on prend une section de **5HA12=5,65 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> =20 cm**

**VIII.7. Ferrailage de la longrine :****1. Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

**N** : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

**α**: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

(Site: S2 ; zone IIa )

**2. Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

(30cmx30cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

**3. Armatures longitudinales :**

**N<sub>u</sub>=1932,60 KN, α=15** (zone IIa; site 2)



$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1932,60}{15} = 128,84 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{128,84 \times 10}{348} = 3,70 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>/ml**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$  la condition est vérifiée

#### 4. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_L \text{ min} ) \text{ cm} \Rightarrow \phi_t \leq \min (0.85 ; 2.5 ; 1.2) \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$  On prend un cadre de HA8

#### 5. Espacement des cadres

Selon RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15\phi_L) \Rightarrow S_t \leq \min (20 ; 18)$$

On adopte comme espacement des cadres  $S_t=15 \text{ cm}$

# conclusion générale

Le projet de fin d'étude est la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'Université MOULOUD MAMMERI ; et la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises tout au long de nos années universitaires sur un projet réel du domaine Génie civil.

L'objectif de notre projet de fin d'étude était l'étude générale et une analyse parasismique d'un immeuble d'une hauteur assez importante à usage d'habitation et commercial afin d'assurer sa rigidité et sa stabilité, tout en respectant les différents règlements à savoir **BAEL 99 et RPA99/version2003** ainsi que les divers documents techniques.

Nous avons donc choisis le type de contreventement le mieux adapté à la structure. Nous avons aussi mené une série de calcul de dimensionnement et de ferrailage des différents éléments structuraux afin d'établir les plans de ferrailage y associés.

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances dans notre domaine, soit sur le côté calcul manuel des structures en améliorant nos connaissances concernant le calcul des structures et la prise en considération des règles parasismiques ou bien sur la familiarisation avec les logiciels de calcul des structures des bâtiments

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce modeste travail sera une référence pour les promotions à venir.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements:

- **BAEL91 modifié99** : Béton armé aux états limites.
- **RPA99/VERSION 2003** : Règlement parasismique algériennes.
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- **DTR** : Document technique réglementaire.

## Livre:

- Choisir et réaliser les fondations .....HENRI RENAUD.
- Guide de la conception parasismique des bâtiments«1».....Association française de génie parasismique.

## Cours:

- Béton armé.....UMMTO
- Dynamique des structures.....UMMTO
- Cours de bâtiment.....UMMTO
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

## Logiciels:

- ETABS V 9.6.0.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2014.....Dessin.
- EXCEL 2007 .....Calcul.
- WORD 2007 .....Traitement du texte.
- SOCOTEC.....Ferrailage.

**Choix de la méthode de calcul****I. Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

**II. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone II** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.25 m).

**b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**Conclusion :**

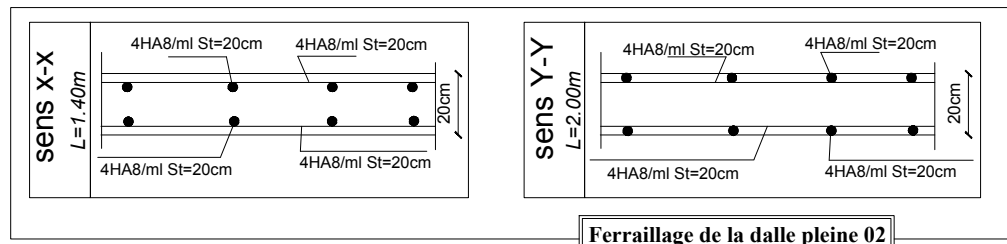
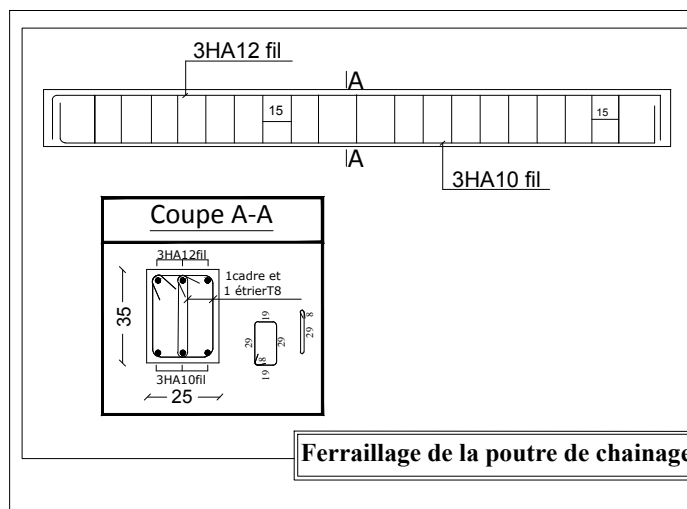
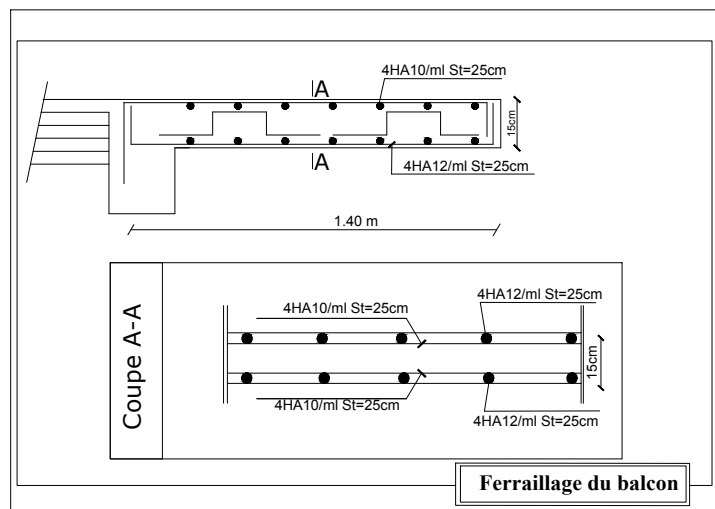
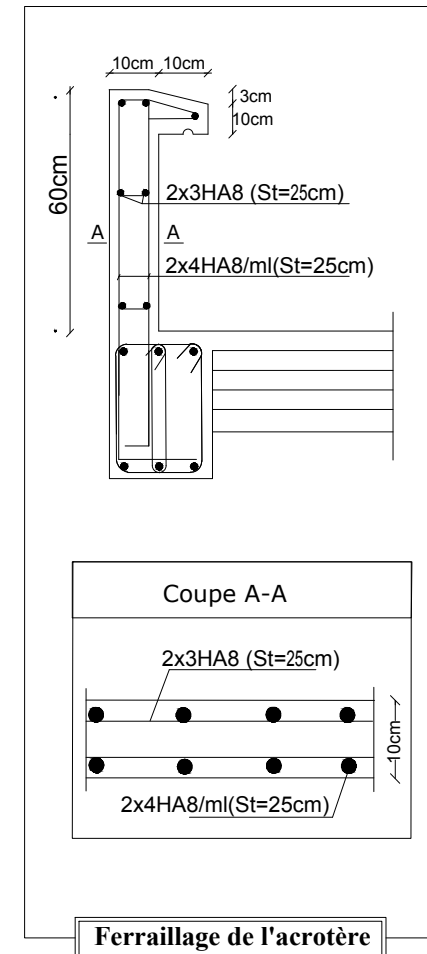
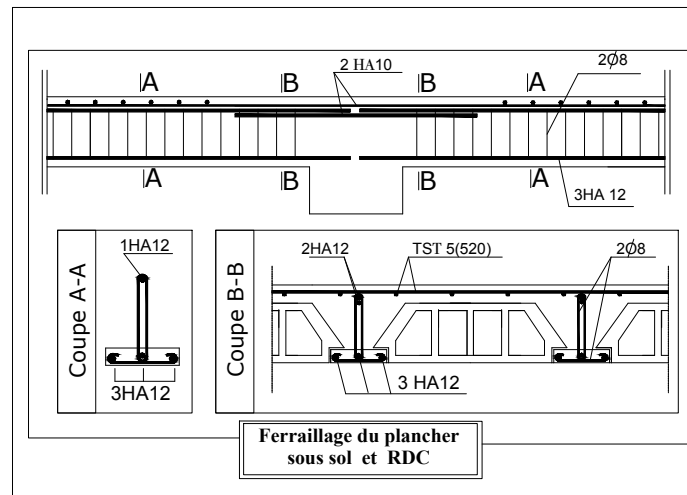
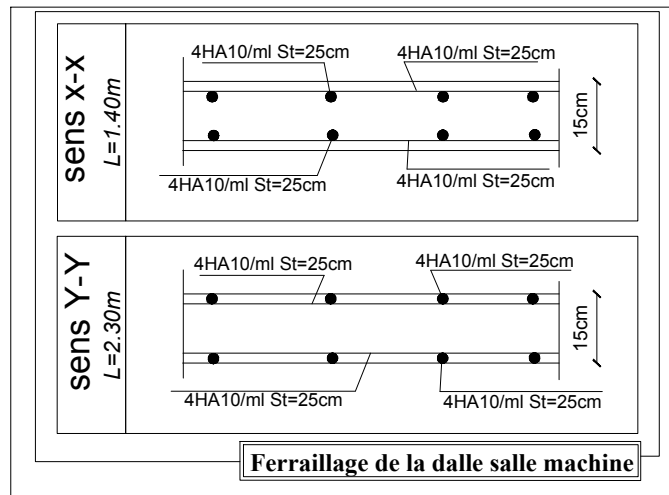
On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

**➤ Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS version 9.6.0 .

Les plans d'exécutions



**UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>lle</sup> BOUZEBODJA GHANIA

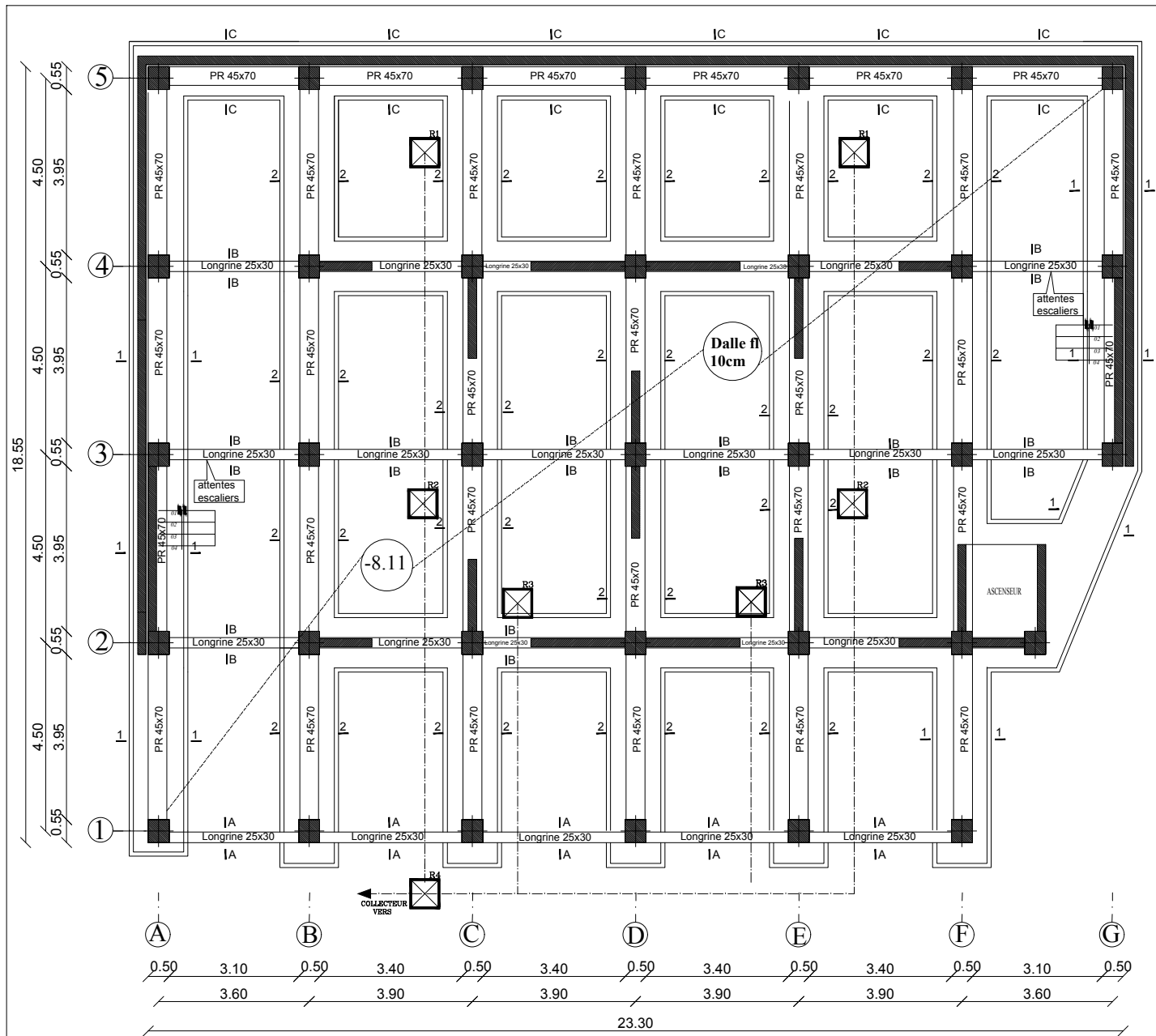
Dirigé par :

-M<sup>me</sup> SMAHI

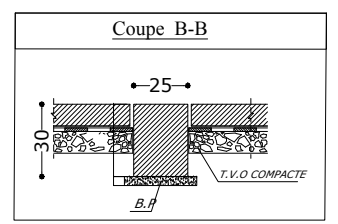
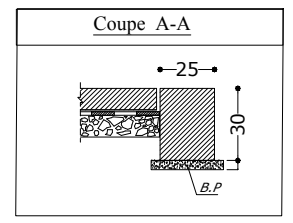
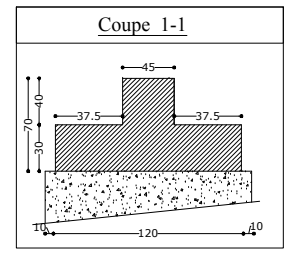
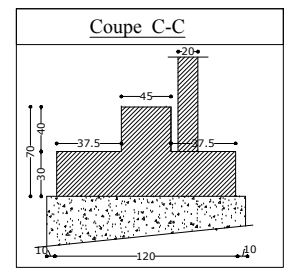
Titre :

Plan N°:15

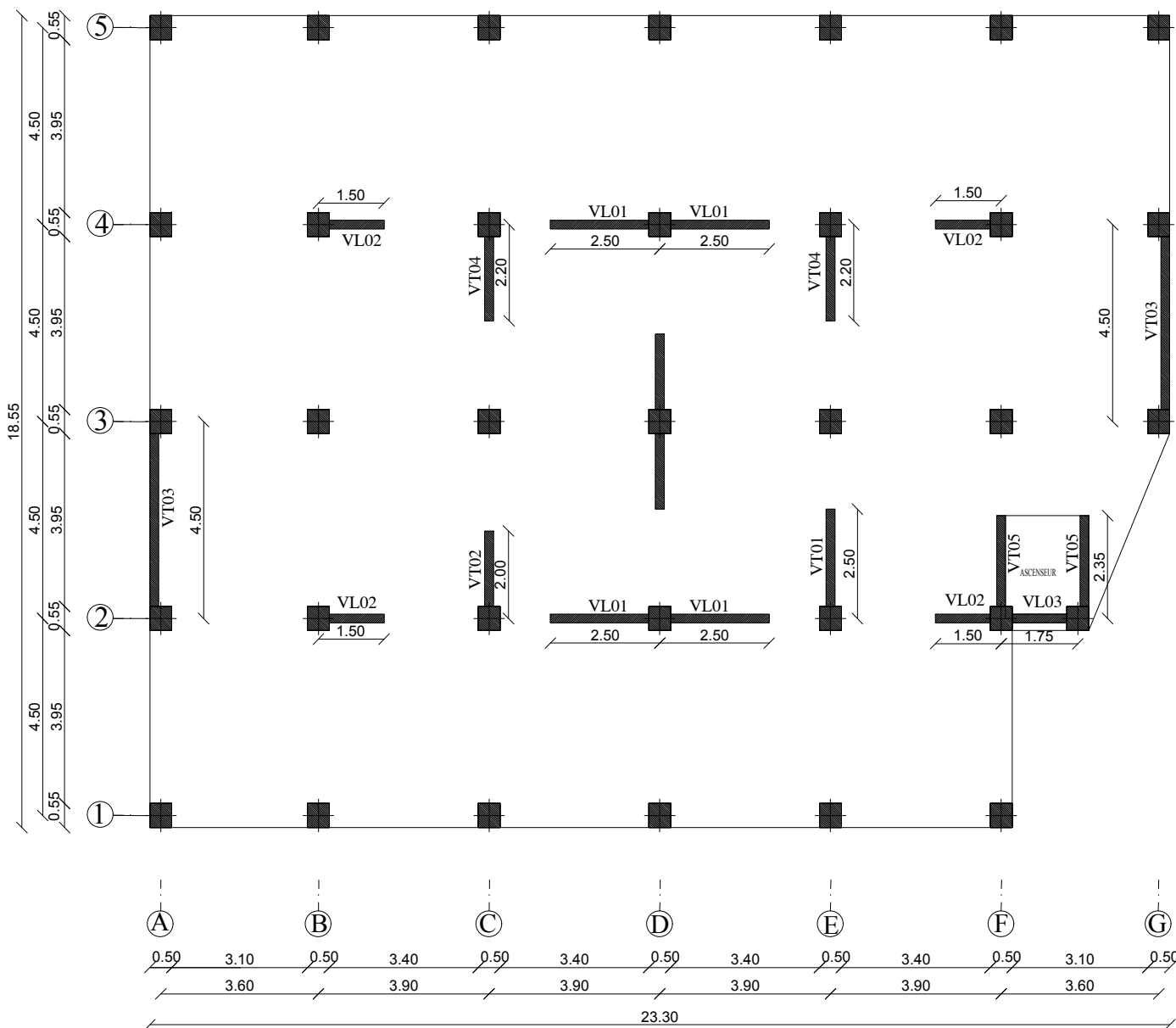
Promotion:  
2019-2020



**PLAN DE FONDATIONS (2<sup>ème</sup> ENTRE-SOL)**  
**NIV : -8.11**



<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M <sup>me</sup> BOUZBOUDJA GHANIA	Titre : <b>PLAN DE FONDATIONS</b> NIV : -08.11	Plan N°: 01 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M <sup>me</sup> SMAHI		



LA DISPOSITION DES VOILES

### \*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 =2.50 m

VL 02 =1.50 m

VL 03 =1.75 m

### \*Les Voiles Transversaux :

VT 01 =2.50m

VT 02 =2.00m

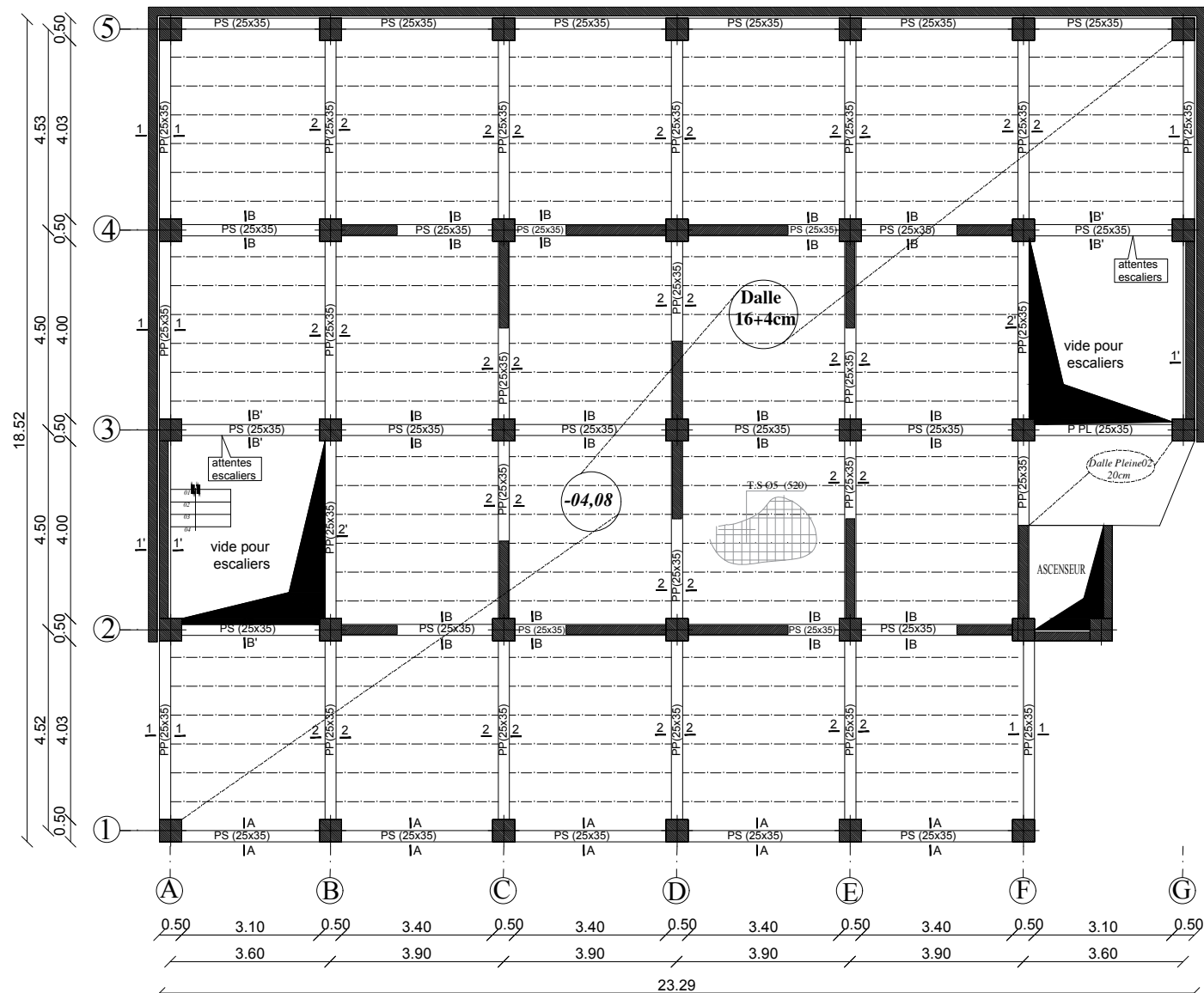
VT 03 =4.50m

VT 04 =2.20m

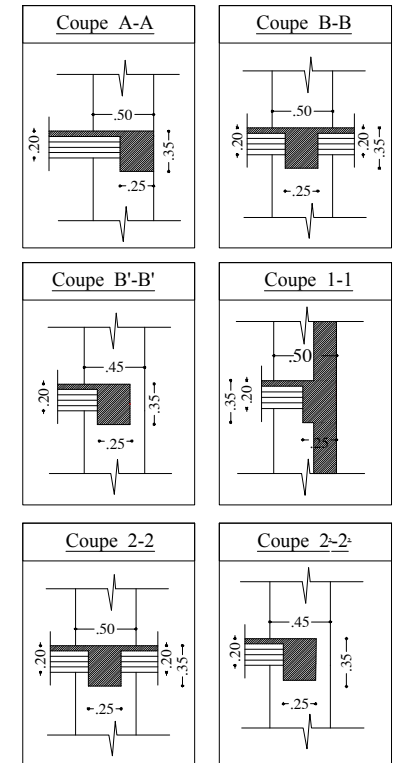
VT 05 =2.35m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Étudié par :</i> M <sup>me</sup> BOUZBOUDJA GHANIA	<i>Titre :</i> LA DISPOSITION DES VOILES	<i>Plan N°:</i> 02
<i>Dirigé par :</i> M <sup>me</sup> SMAHI		<i>Promotion:</i> 2019-2020



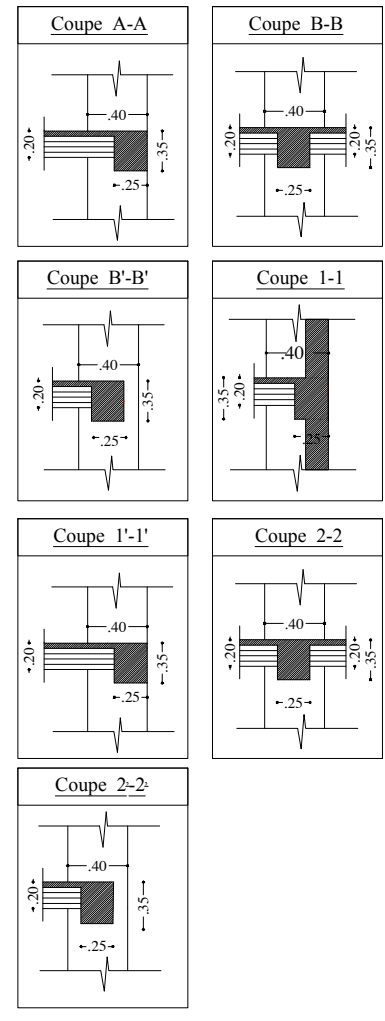
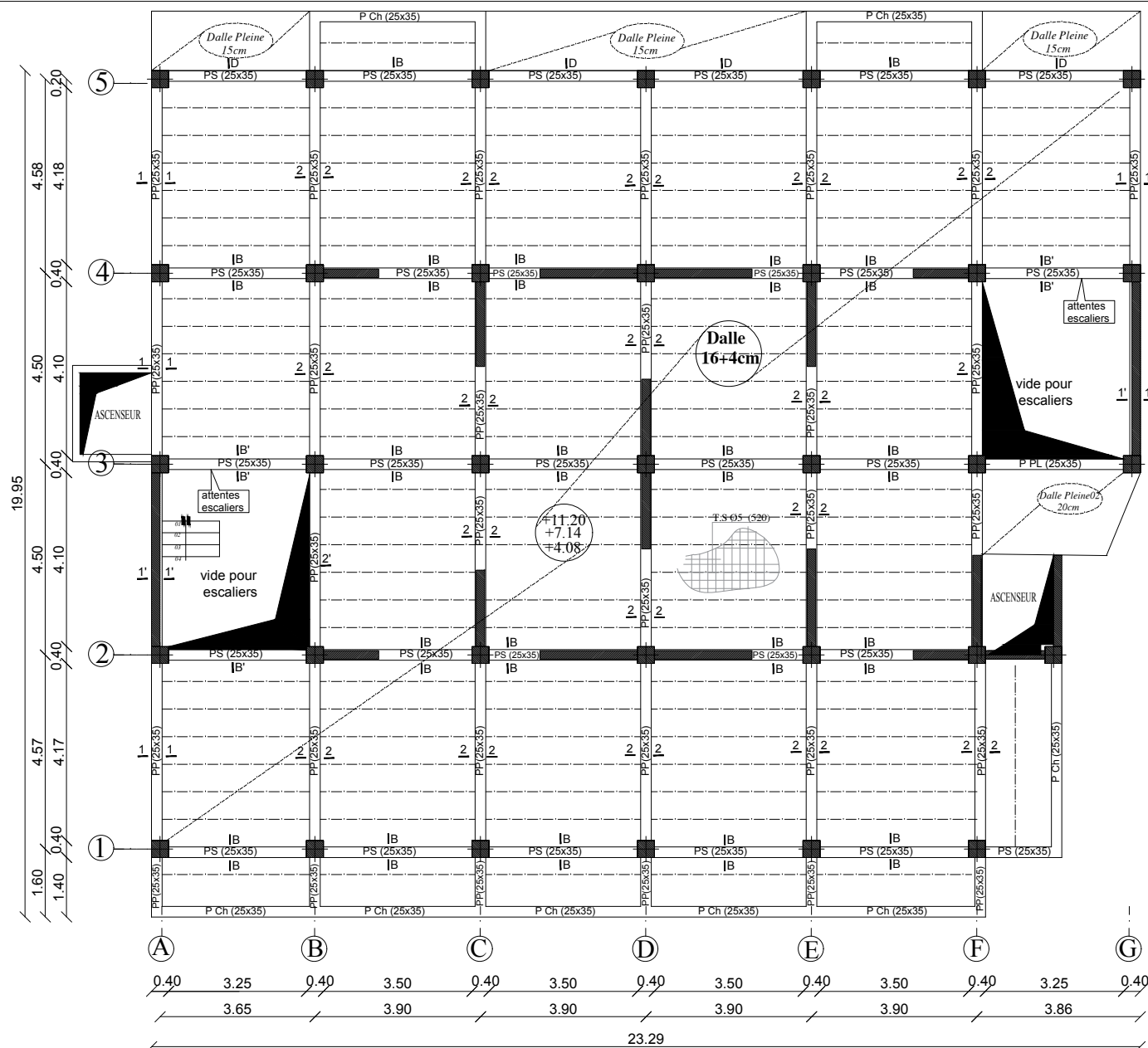


# **PLAN DE COFFRAGE** **NIV: -4.08 (1<sup>er</sup> ENTRE-SOL)**



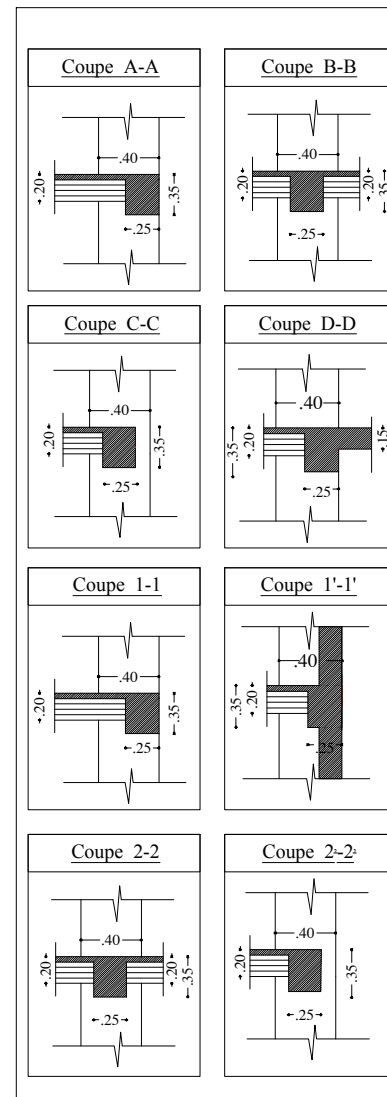
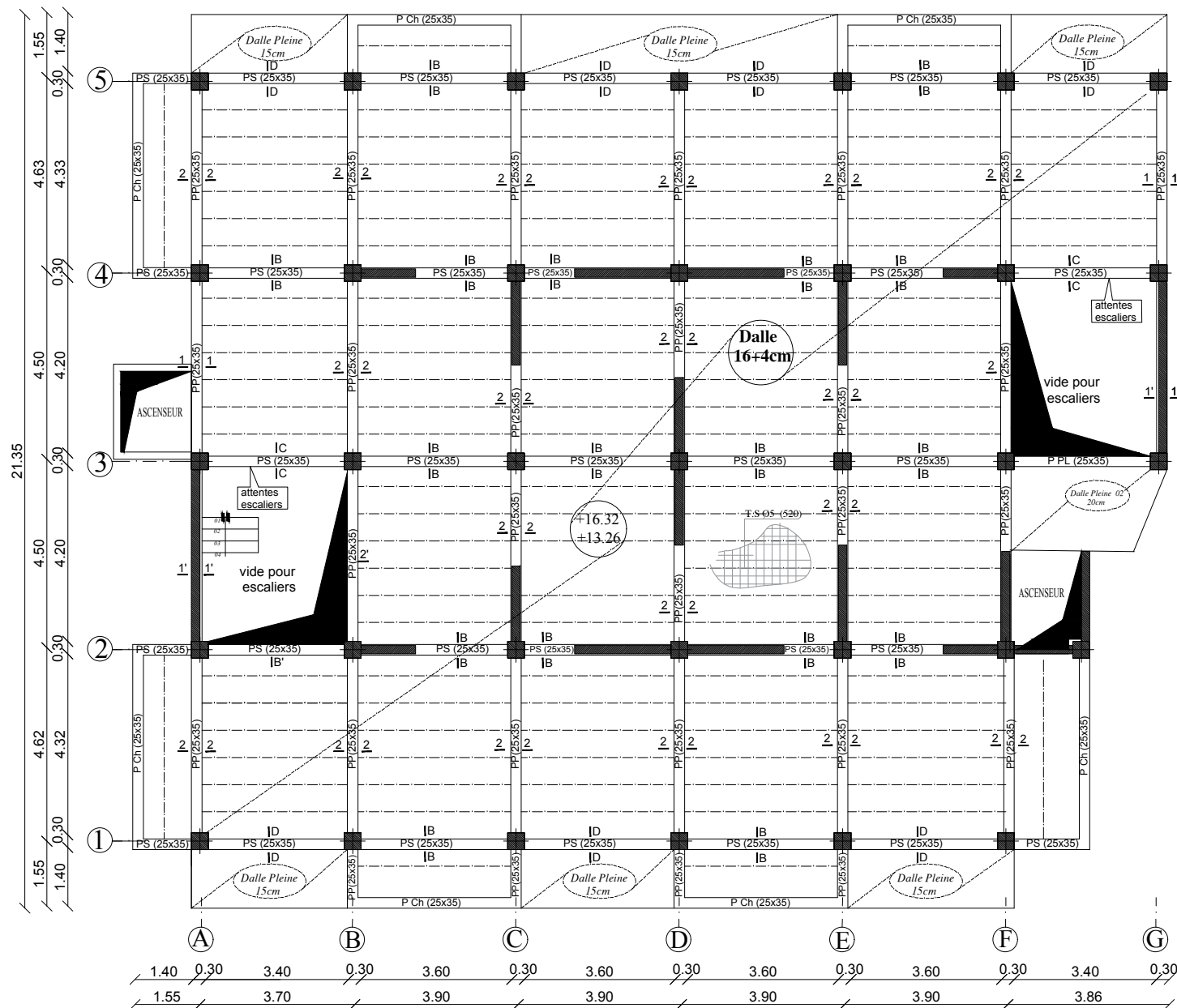
<b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>me</sup> BOUZEBODJA GHANIA	<i>Titre :</i> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: -4.08 (1 <sup>er</sup> ENTRE-SOL)	Plan N°:03
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>me</sup> SMAHI		Promotion: 2019-2020





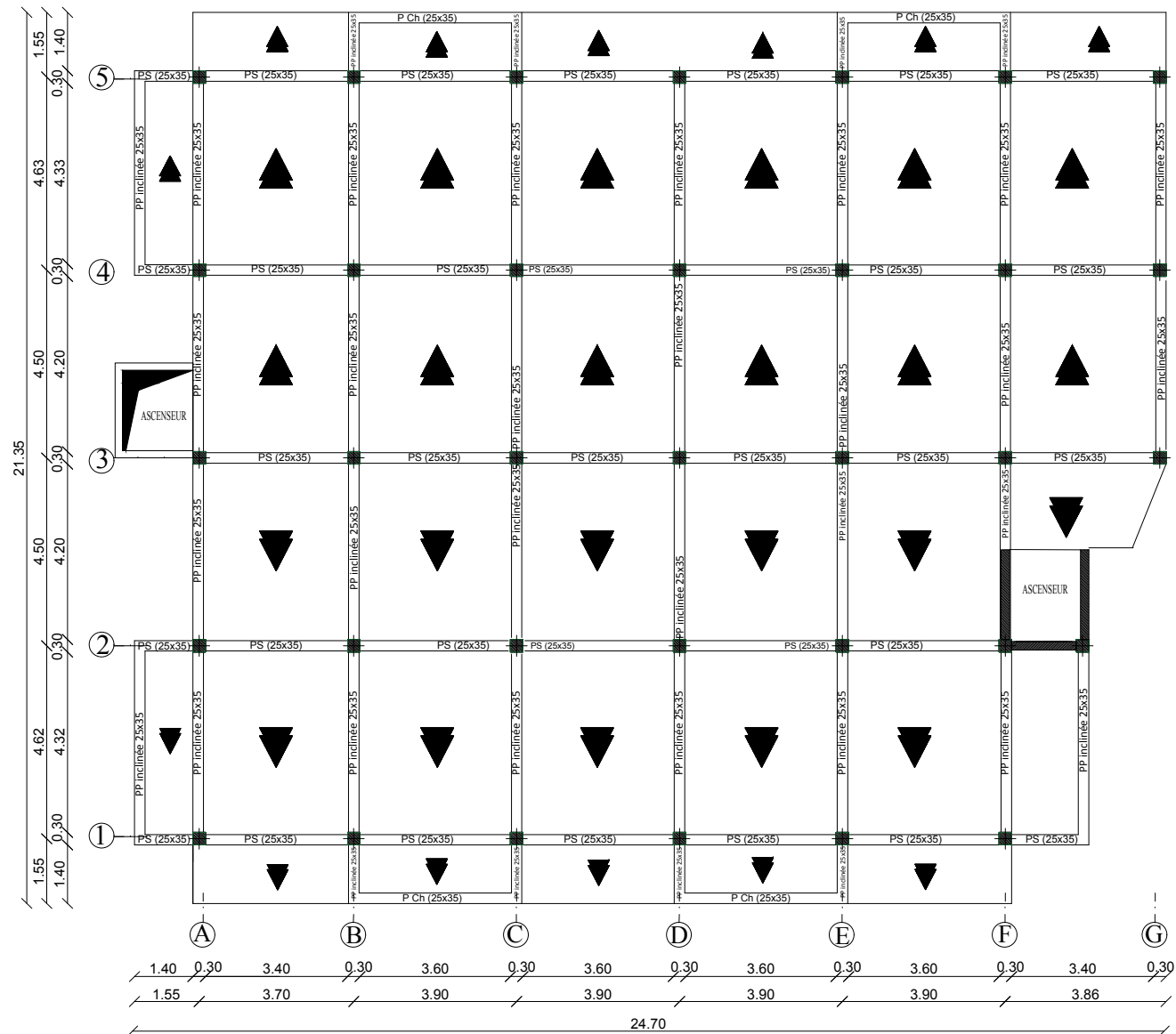
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +4.08; +7.14 ET +11.20 (1<sup>er</sup>; 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> ETAGE)**

<b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : -M <sup>lle</sup> BOUZBOUDJA GHANIA	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> (1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> ETAGE)	Plan N°: 05
Dirigé par : -M <sup>me</sup> SMAHI		Promotion: 2019-2020

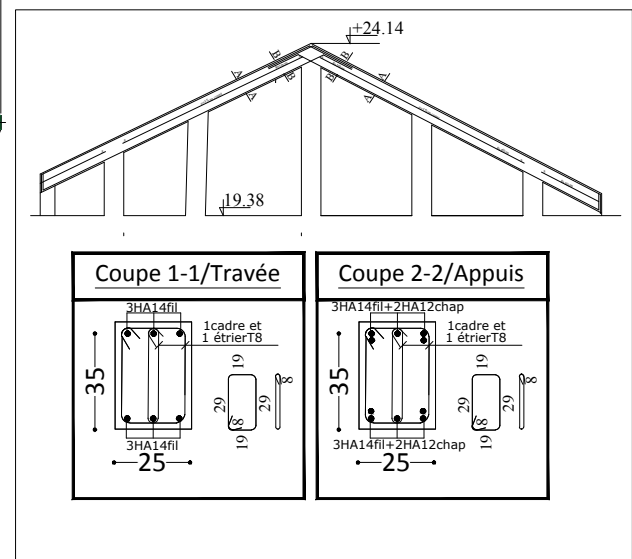
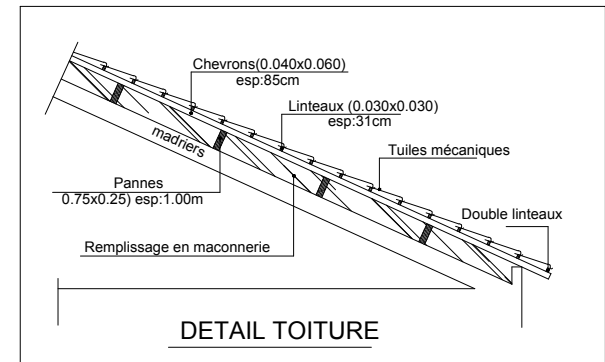


**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +13.26 ET +16.32 (4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> ETAGE)**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : M <sup>me</sup> BOUZBOUDIA GHANIA	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> (4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> ETAGE)	Plan N°: 06
Dirigé par : M <sup>me</sup> SMAHI		Promotion: 2019-2020



## PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>lle</sup> BOUZBOUDJA GHANIA

Titre :

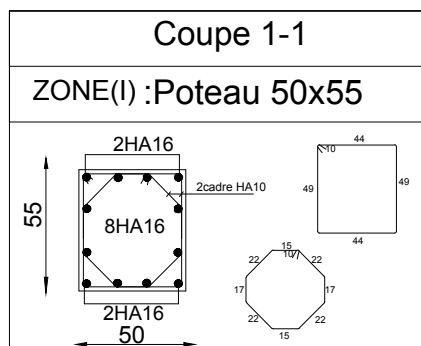
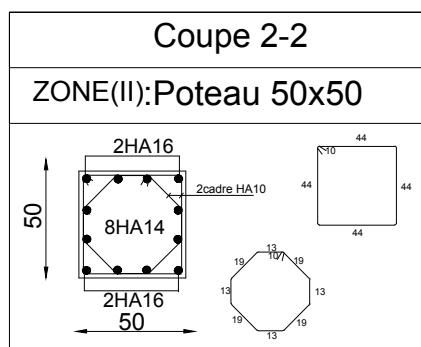
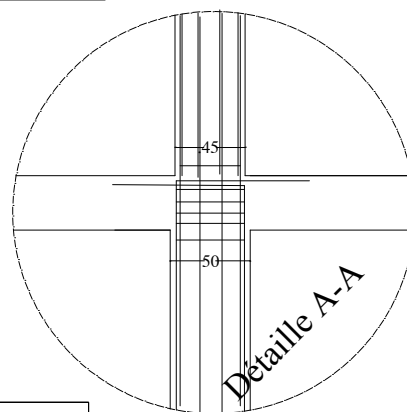
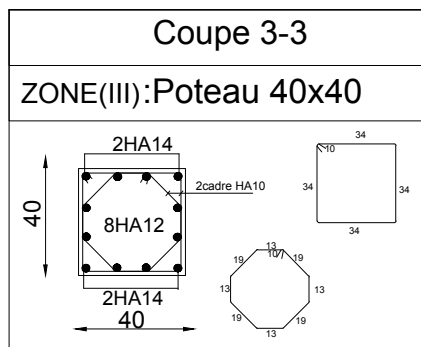
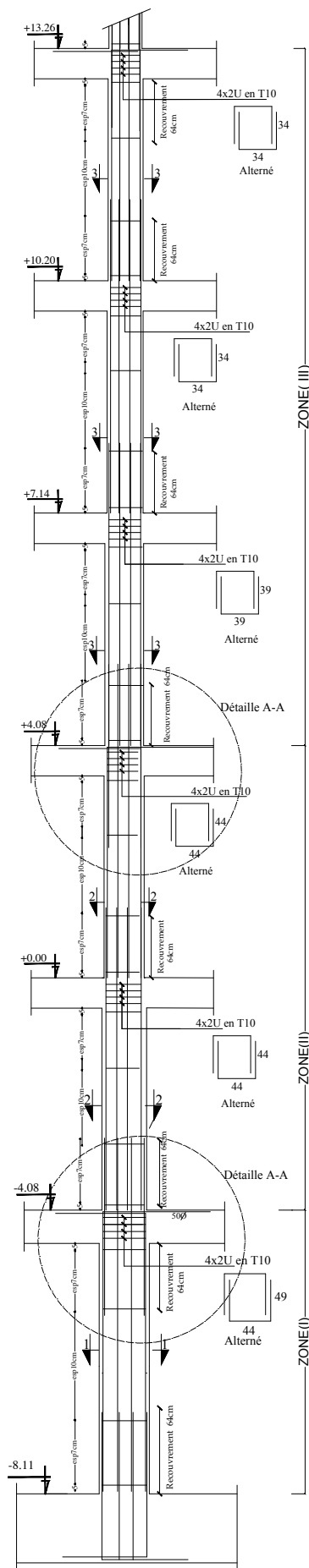
Plan N°: 07

Dirigé par :  
-M<sup>me</sup> SMAHI

PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE

Promotion:  
2019-2020

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) ET Zone (III)



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUZEBOU DJA GHANIA

Titre :

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) ET Zone (III)

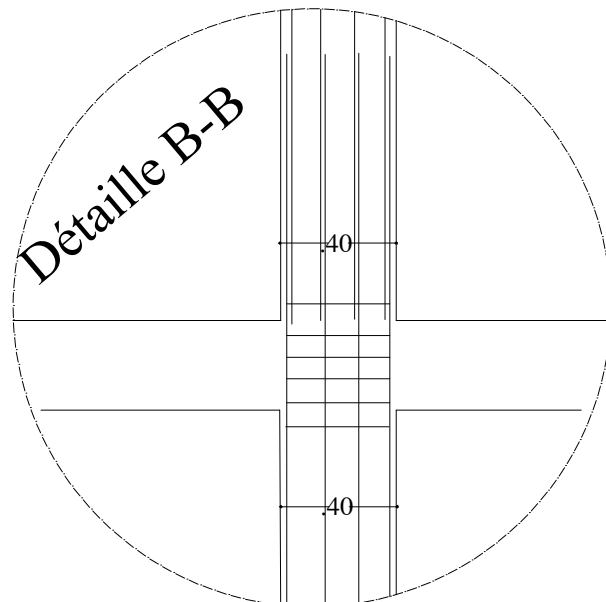
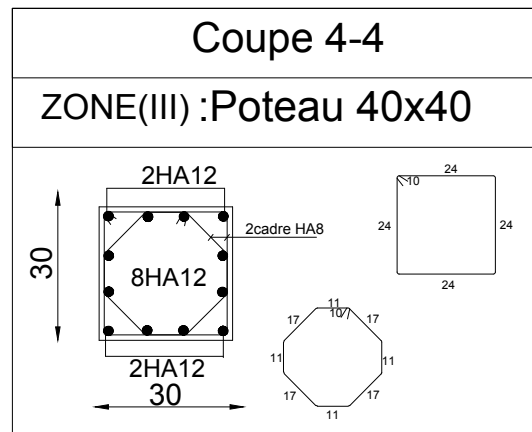
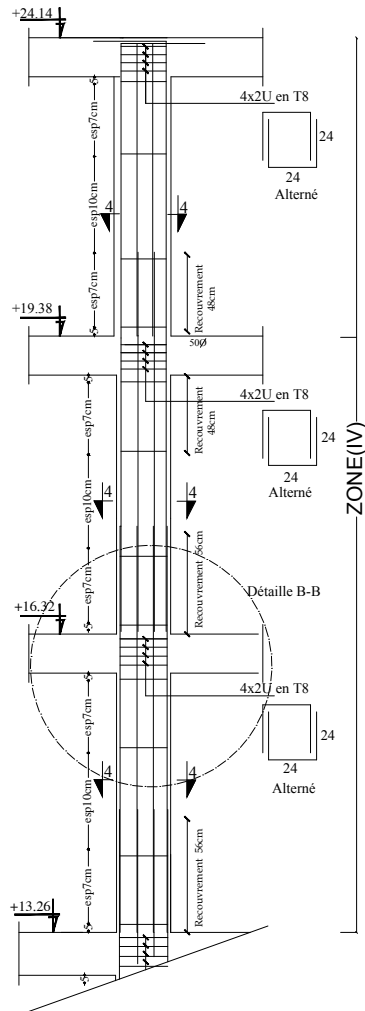
Plan N°:10

Dirigé par :

-M<sup>me</sup> SMAHI

Promotion:  
 2019-2020

## FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour la : Zone (IV)



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>lle</sup> BOUZEBODJA GHANIA

Titre :  
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
Pour la : Zone (IV)

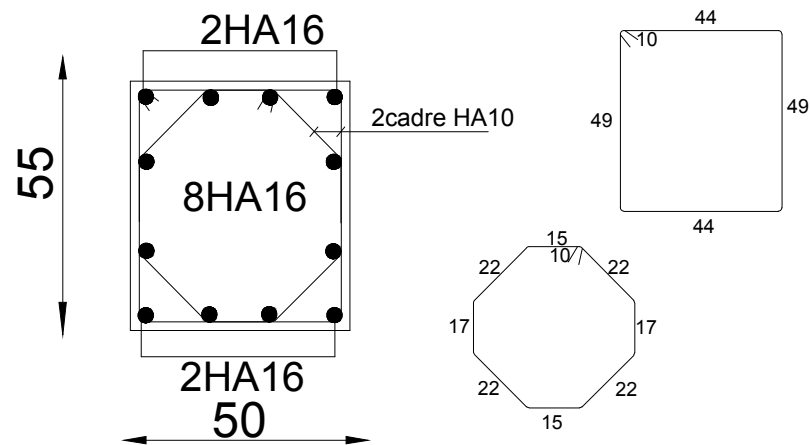
Plan N°:11

Dirigé par :  
-M<sup>me</sup> SMAHI

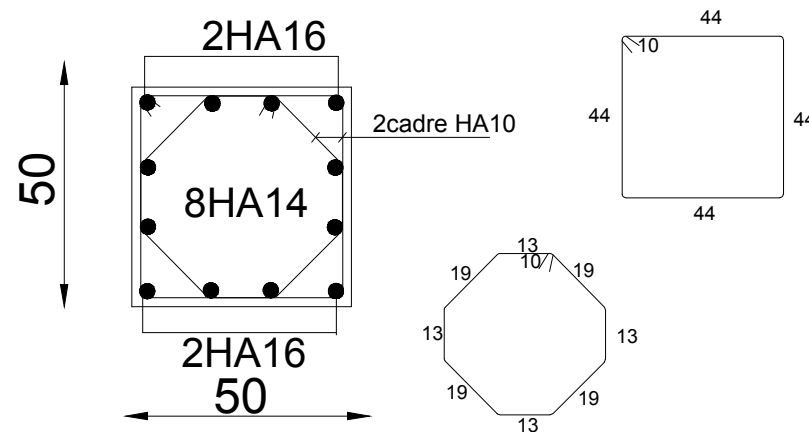
Promotion:  
2019-2020

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
*Pour les : Zone (I) ,Zone (II) , Zone (III) ET Zone (IV)*

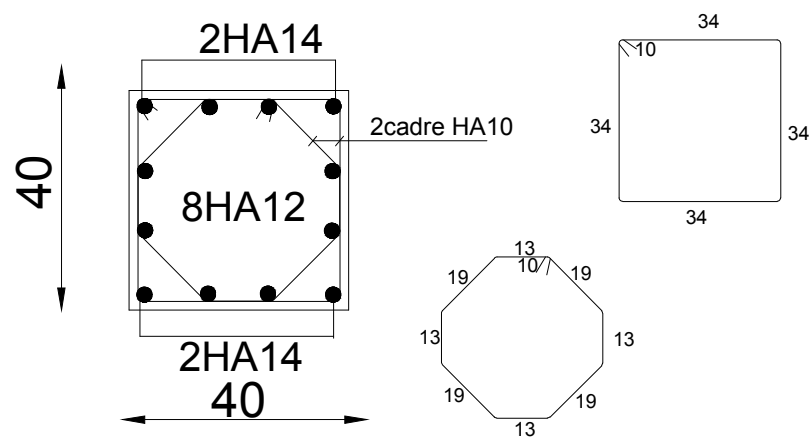
### ZONE(I) :Poteau 50x55



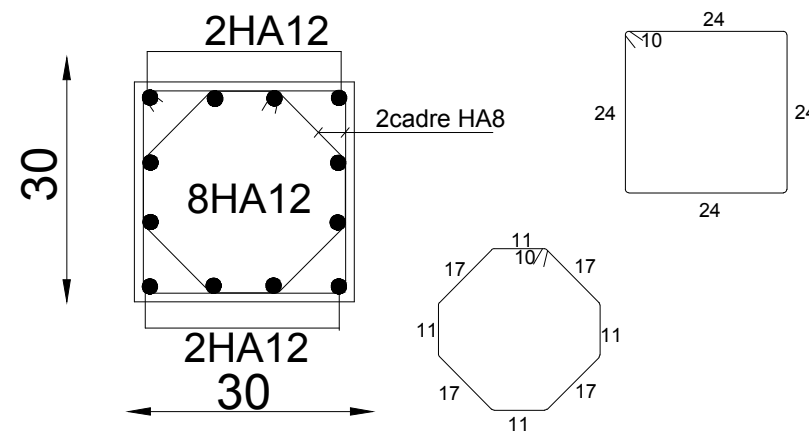
### ZONE(II):Poteau 50x50



### ZONE(III):Poteau 40x40



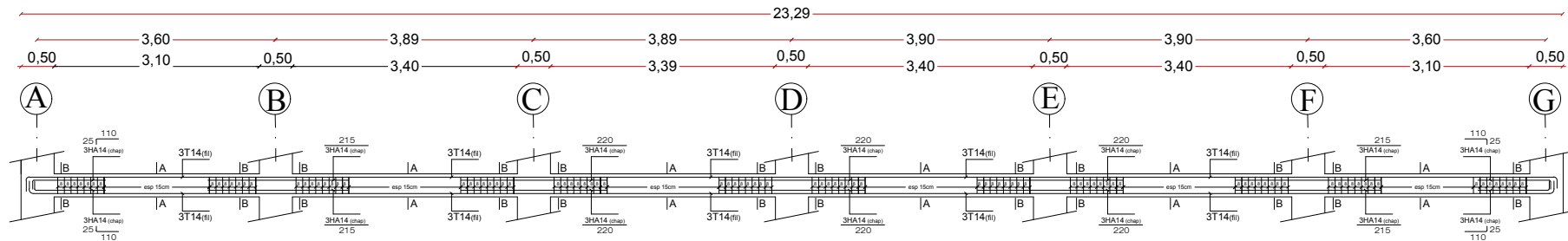
### ZONE(III) :Poteau 40x40



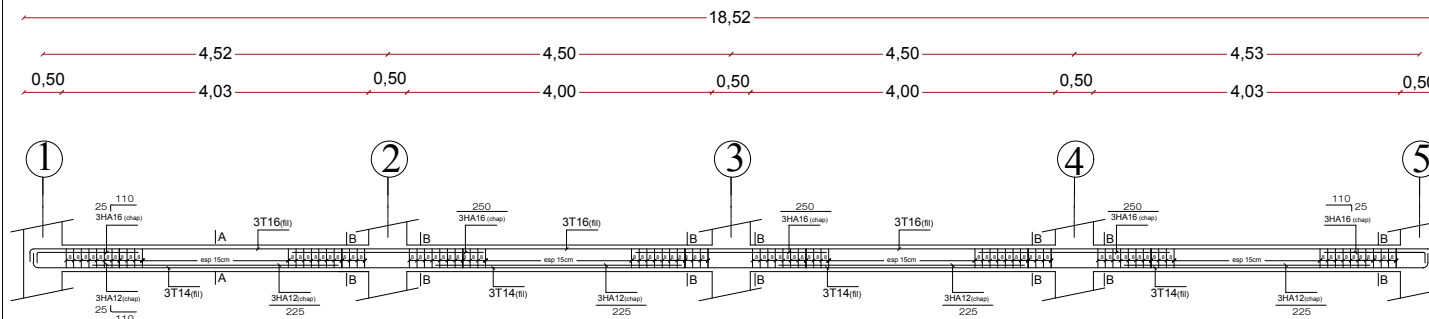


# FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHEREES AU VOILE

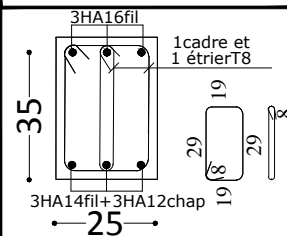
## Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup> files 1, 2, 3, 4 et 5



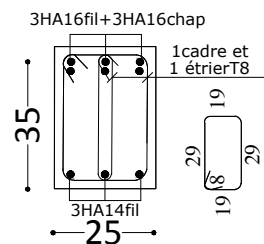
## Ferrailage des poutres principales (25X35)cm<sup>2</sup> axes: A; B; C; D; 5 ; E; Fet G



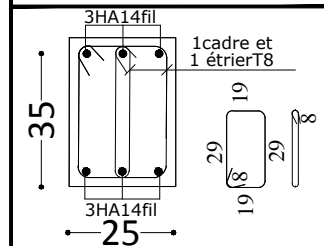
### Coupe A-A/Travée



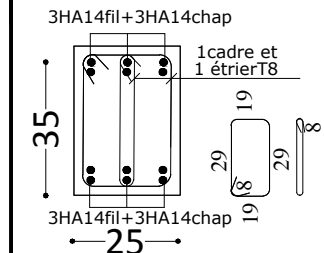
### Coupe B-B/Appui



### Coupe A-A/Travée



### Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M<sup>lle</sup> BOUZEBODJA GHANIA

Titre :

FERRAILLAGE DES POUTRES  
NON ADHEREES AU VOILE

Plan N°:09

Dirigé par :

M<sup>me</sup> SMAHI

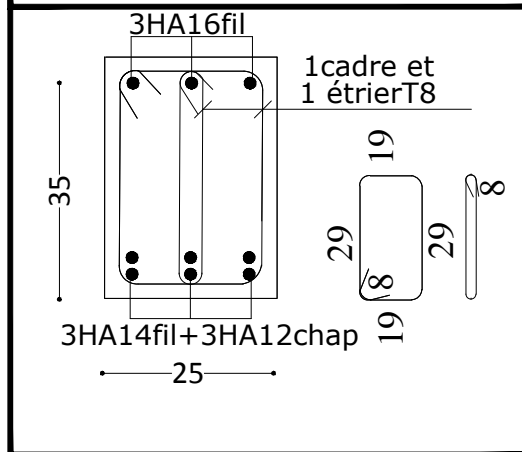
Promotion:  
2019-2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHEREES AU VOILE

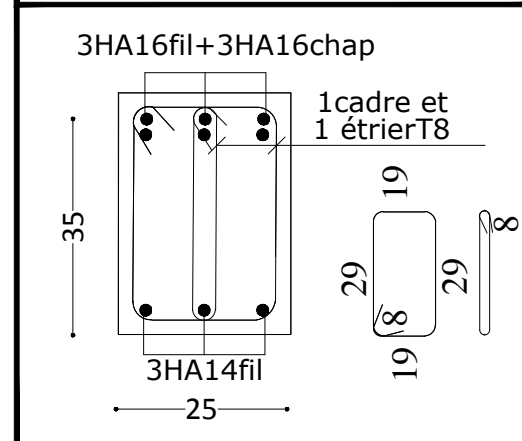
Ferraillage des poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup>

files 1, 2, 3, 4 et 5

Coupe A-A/Travée



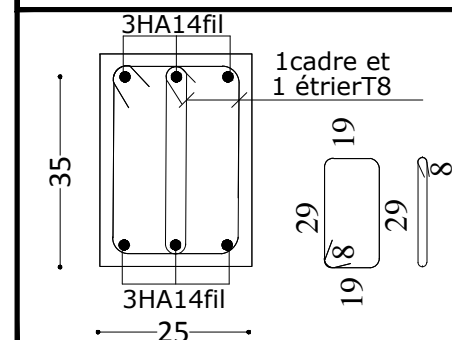
Coupe B-B/Appui



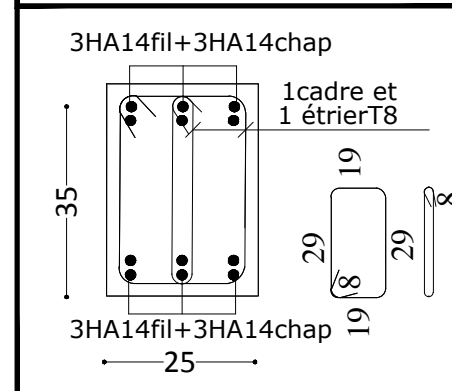
Ferraillage des poutres principales (25X35)cm<sup>2</sup>

axes: A; B; C; D; 5 ; E; Fet G

Coupe A-A/Travée



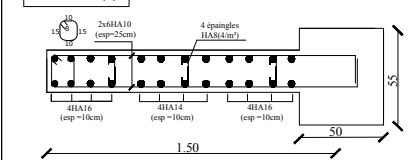
Coupe B-B/Appui



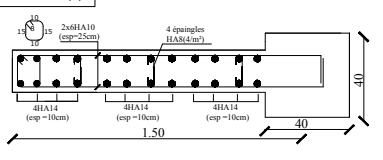
# Voile Longitudinal:VL 02

-L=1.50m

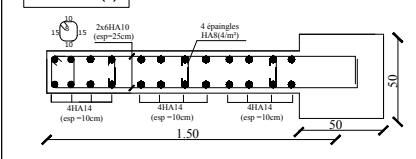
## ZONE (I)



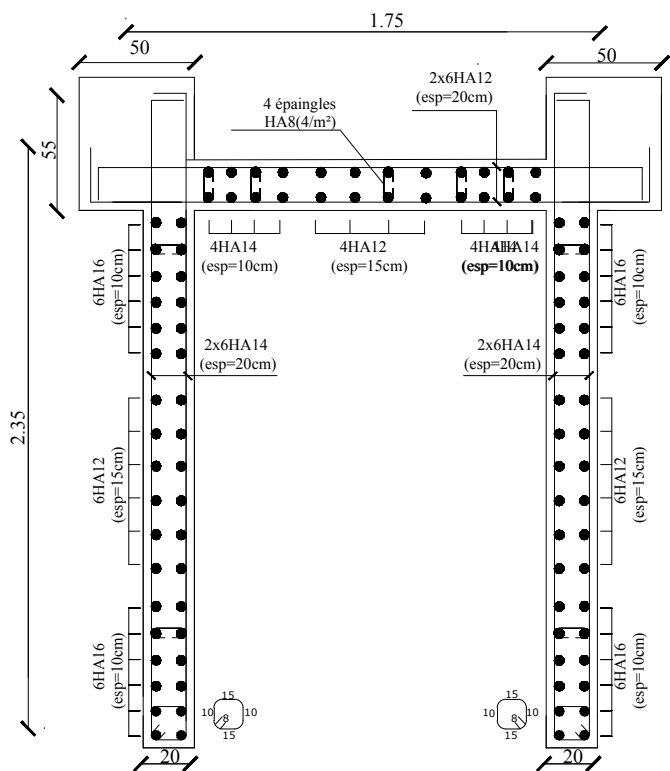
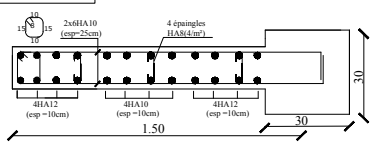
## ZONE (I)



## ZONE (II)



## ZONE (IV)

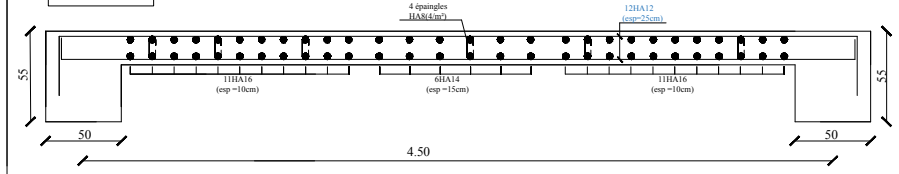


Plan de Ferrailage  
des voiles (salle machine)  
Zone (I) , (II), (III) et (IV)

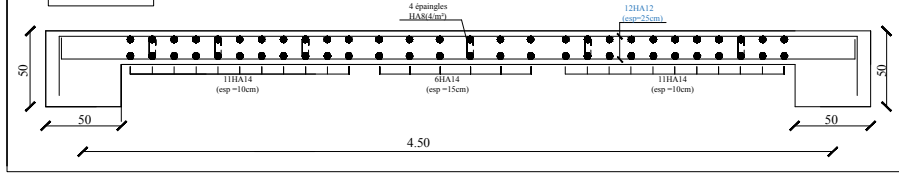
# Voile Transversal :VT 03

-L=4.50m

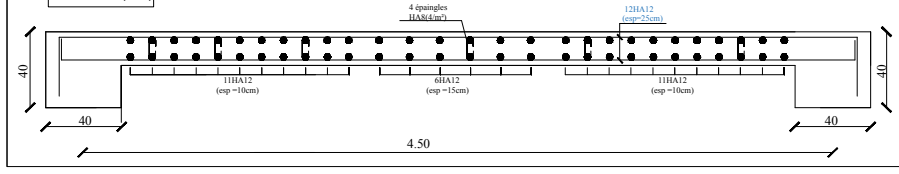
## ZONE (I)



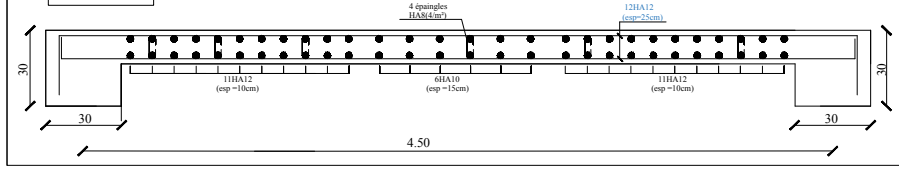
## ZONE (III)



## ZONE (III)



## ZONE (IV)



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M<sup>elle</sup> BOUZBOUDJA GHANIA

Titre :

ferrailage des voiles VT03 et VL02

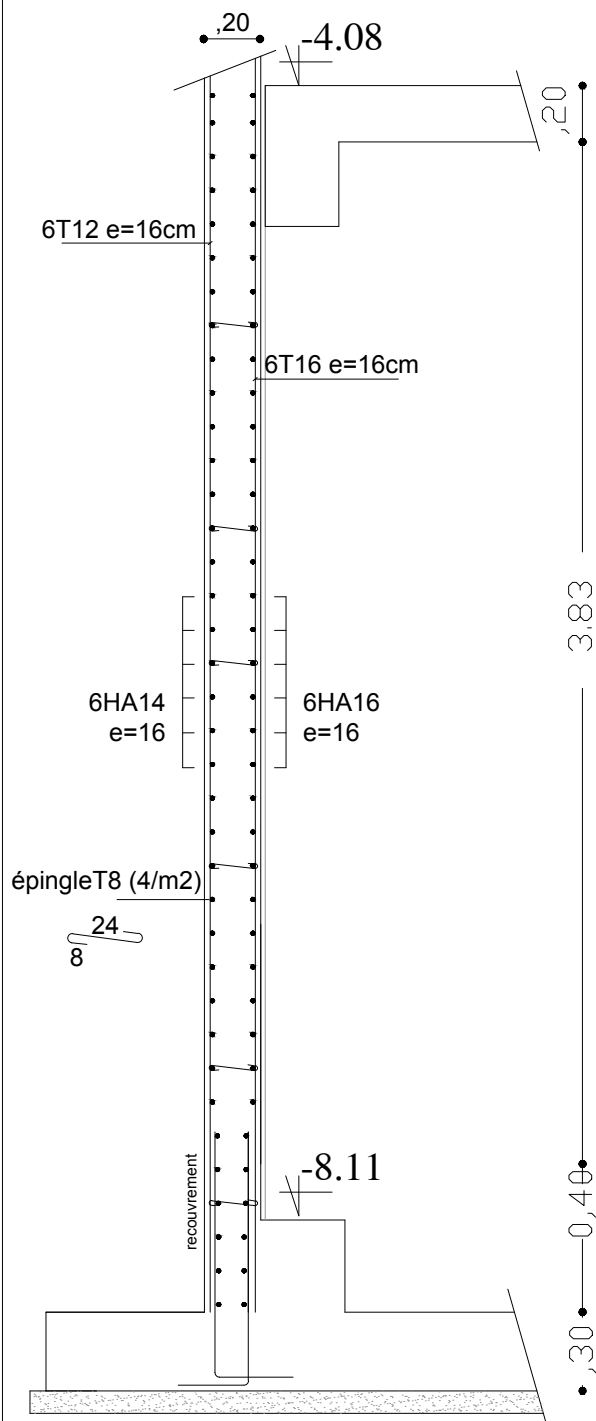
Plan N°:12

Dirigé par :

M<sup>me</sup> SMAHI

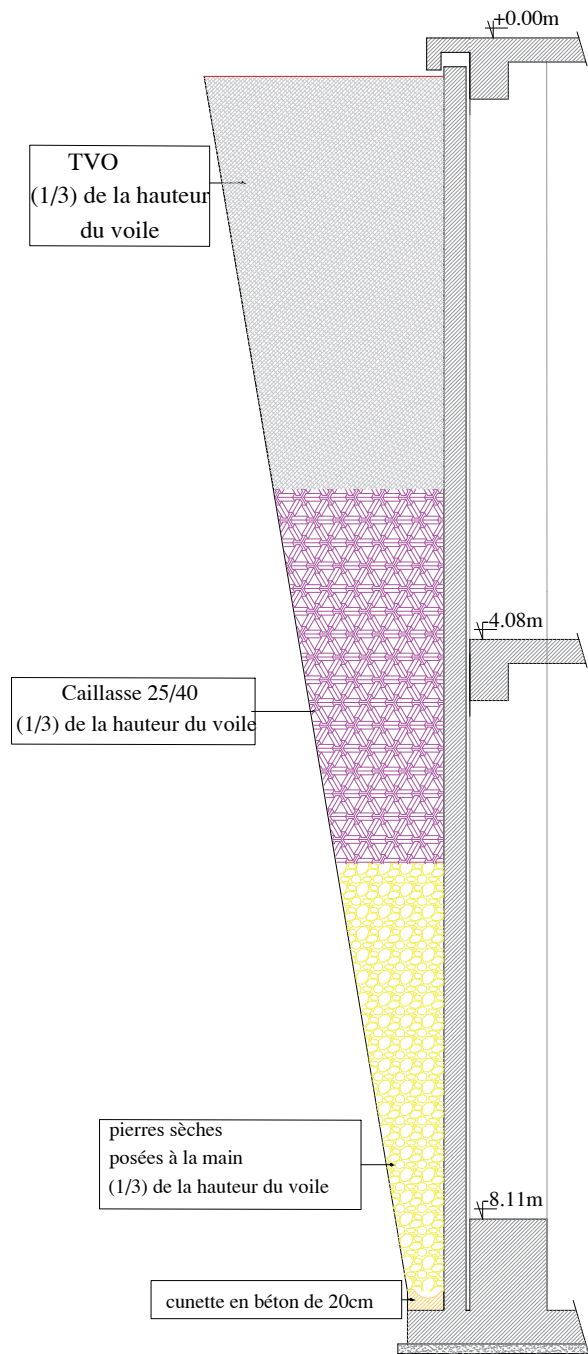
Promotion:  
2019-2020

### Détails de ferrailage le voile plaque



### FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

### Détails de drainage derrière le voile plaque



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>lle</sup> BOUZEBODJA GHANIA

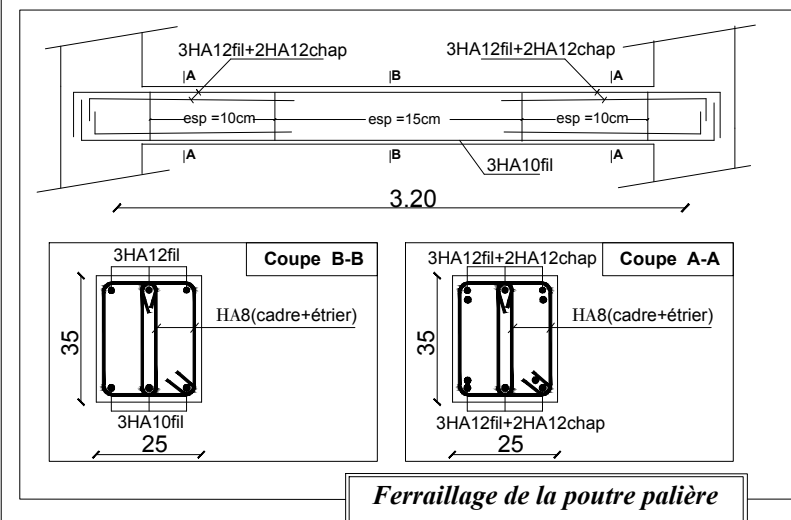
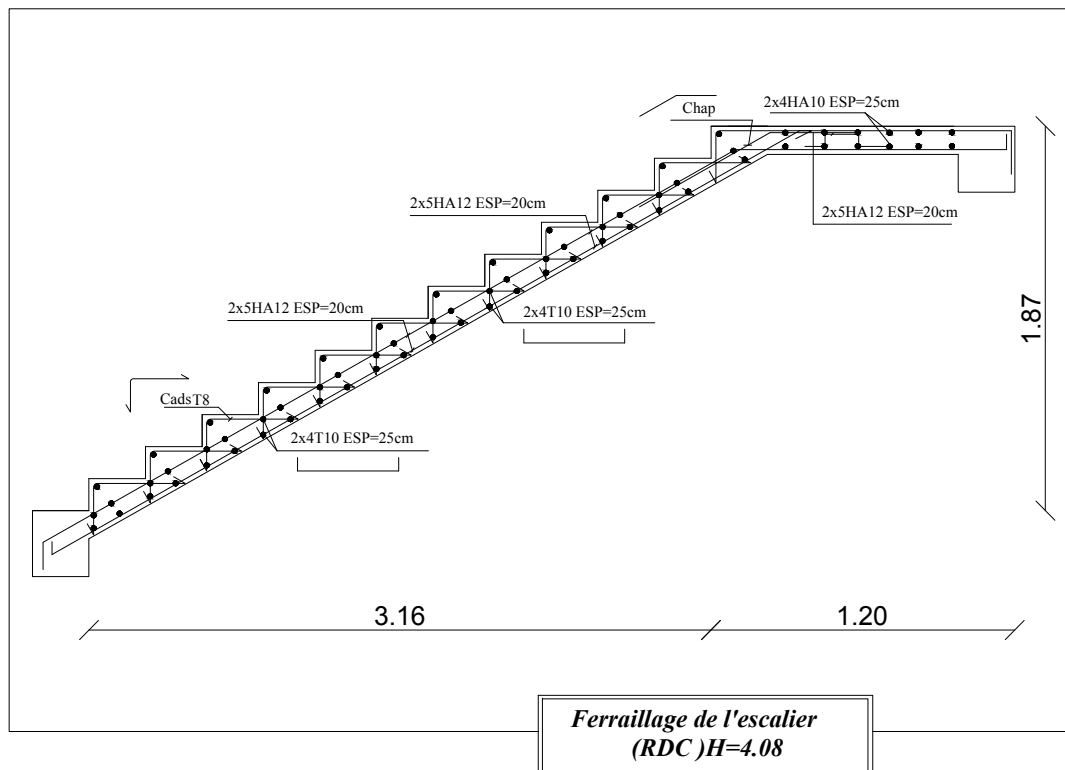
Titre :

Plan N°:13

Dirigé par :  
-M<sup>me</sup> SMAHI

Détails de ferrailage le voile plaque

Promotion:  
2019-2020



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BOUZEBODJA GHANIA

Titre :

**Ferraillage de l'escalier  
(RDC) H=4.08**

Plan N°: 14

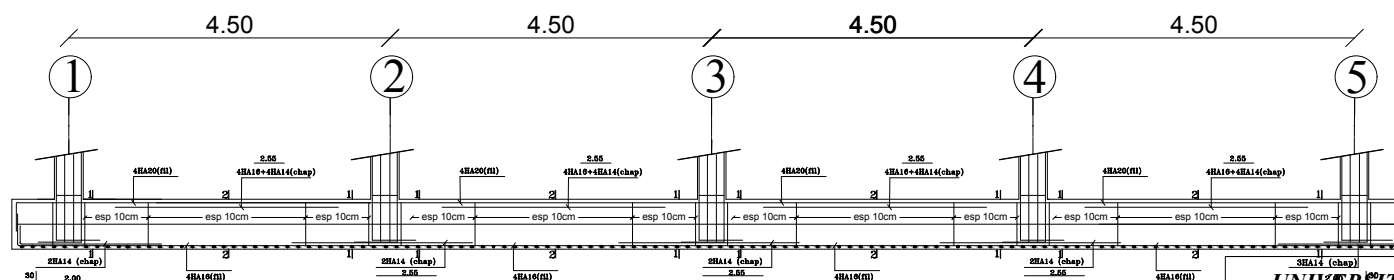
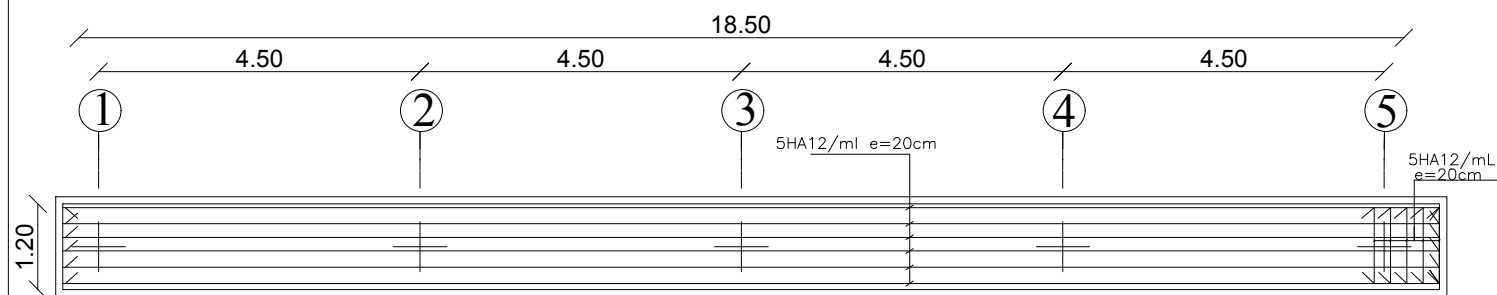
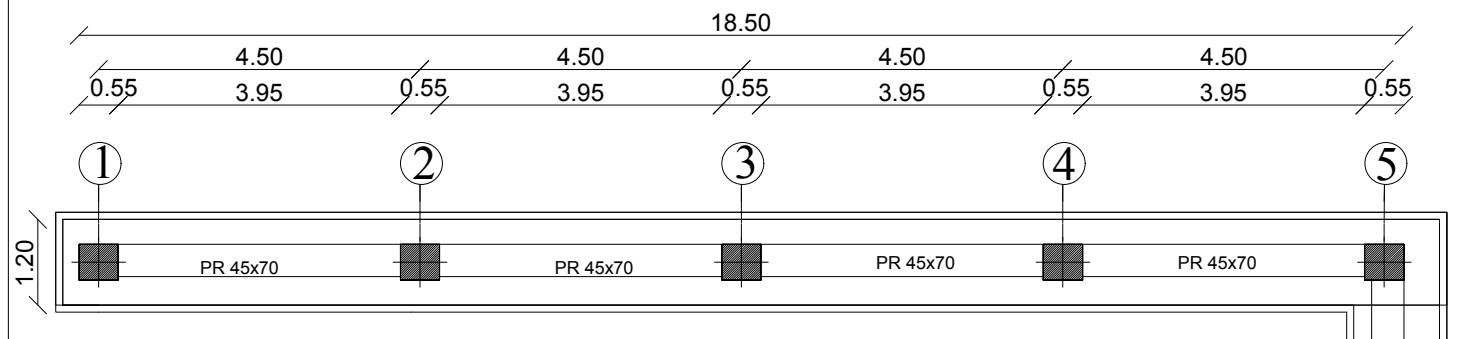
Dirigé par :

-M<sup>me</sup> SMAHI

**Ferraillage de la poutre palière**

Promotion:  
 2019-2020

# Coffrage et Ferrailage Semelle S1



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>elle</sup> BOUZBOUDJA GHANIA

Dirigé par :  
-M<sup>me</sup> SMAHI

Titre :

Coffrage et Ferrailage Semelle S1

Plan N°:08

Promotion:  
2019-2020